

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Umum

Pondasi tiang adalah suatu konstruksi pondasi yang mampu menahan gaya orthogonal ke sumbu tiang dengan jalan menyerap lenturan. Pondasi tiang dibuat menjadi satu kesatuan yang monolit dengan menyatukan pangkal tiang pancang pancang yang terdapat di bawah konstruksi, dengan tumpuan pondasi. (Sosrodarsono, 1994:91)

Menurut Hardiyatmo (2010: 76) pondasi tiang digunakan untuk mendukung bangunan bila lapisan tanah kuat terletak sangat dalam. Pondasi tiang juga digunakan untuk mendukung bangunan yang menahan gaya angkat ke atas terutama pada bangunan-bangunan tingkat tinggi yang dipengaruhi oleh gaya-gaya penggulingan akibat beban angin.

Menurut Hardiyatmo (2010: 76) pondasi tiang digunakan untuk beberapa maksud antara lain:

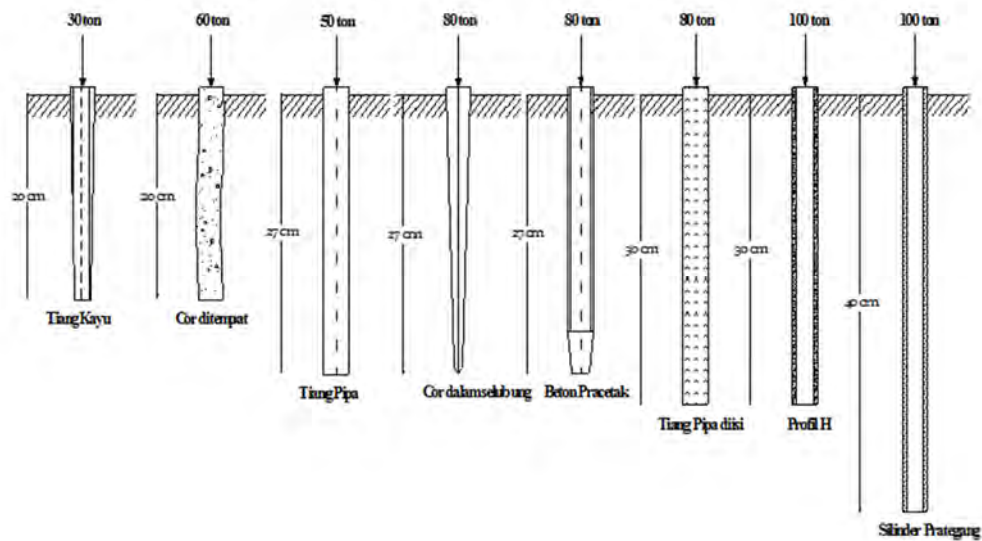
1. Untuk meneruskan beban bangunan yang terletak di atas air atau tanah lunak, ke tanah pendukung yang kuat.
2. Untuk meneruskan beban ke tanah yang relatif lunak sampai kedalaman tertentu sehingga pondasi bangunan mampu memberikan dukungan yang cukup untuk mendukung beban tersebut oleh gesekan sisi tiang dengan tanah disekitarnya.
3. Untuk mengangker bangunan yang di pengaruhi oleh gaya angkat ke atas akibat tekanan hidrostatik atau momen penggulingan.
4. Untuk menahan gaya-gaya horizontal dan gaya yang arahnya miring.
5. Untuk memadatkan tanah pasir, sehingga kapasitas dukung tanah tersebut bertambah.
6. Untuk mendukung pondasi bangunan yang permukaan tanahnya mudah tergerus air.

Menurut Hardiyatmo (2010: 76) pondasi tiang pancang dibagi menjadi 3 kategori, sebagai berikut:

- 1) Tiang perpindahan besar (*large displacement pile*), yaitu tiang pejal atau berlubang dengan ujung tertutup yang dipancang ke dalam tanah sehingga terjadi perpindahan volume tanah yang relatif besar. Pondasi tiang yang termasuk dalam tiang perpindahan besar adalah tiang kayu, tiang beton pejal, tiang beton prategang (pejal atau berlubang), tiang baja bulat (tertutup pada ujungnya).
- 2) Tiang perpindahan kecil (*small displacement pile*), adalah sama seperti tiang kategori pertama, hanya volume tanah yang dipindahkan saat pemancangan relatif kecil, contohnya: tiang beton berlubang dengan ujung terbuka, tiang beton prategang berlubang dengan ujung terbuka, tiang baja *H*, tiang baja bulat dengan ujung terbuka, tiang ulir.
- 3) Tiang tanpa perpindahan (*non displacement pile*) terdiri dari tiang yang dipasang di dalam tanah dengan cara menggali atau mengebor tanah. Termasuk dalam tiang tanpa perpindahan adalah tiang bor, yaitu tiang yang pengecorannya langsung di dalam lubang hasil pengeboran tanah (pipa baja diletakkan dalam lubang dan dicor beton).

Gambar 2.1 menunjukkan panjang maksimum dan beban maksimum untuk berbagai macam tiang yang umum dipakai dalam praktek (Carson, 1965). Pada saat ini telah banyak digunakan berbagai tipe-tipe pondasi dalam. Penggunaan pondasi tiang disesuaikan dengan besarnya bahan, kondisi lokasi/lingkungan, dan lapisan tanah. Nama dari tipe-tipe pondasi sangat beragam bergantung pada individu yang mendefinisikannya. (Hardiyatmo, 2010: 77)

Klasifikasi tiang didasarkan pada metode pelaksanaannya, sebagai contoh yaitu tiang pancang (*driven pile*) adalah tiang dipasang dengan cara membuat bahan berbentuk bulat atau bujur sangkar memanjang yang dicetak lebih dulu dan kemudian di pancang atau di tekan ke dalam tanah. (Hardiyatmo, 2010: 77)



Gambar 2.1. Panjang dan beban maksimum untuk berbagai macam tipe tiang yang umum di pakai dalam praktek (Carson, 1965). (Hardiyatmo, 2010: 76)

2.2. Pembebanan

Untuk mendapatkan nilai gaya-gaya yang bekerja pada pondasi, perlu dilakukan perhitungan pembebanan struktur. Pembebanan struktur dihitung perantai dari struktur paling atas sampai struktur bawah. Pembebanan dianalisa sesuai peraturan SNI 1727 (2013) tentang “Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain” dan SNI 1726 (2012) tentang “Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan non Gedung”.

2.2.1. Kombinasi Dasar Pembebanan

Berdasarkan peraturan SNI 1727 (2013:11), untuk mencapai kondisi aman dalam perencanaan semua komponen struktur harus direncanakan sedemikian rupa sehingga kekuatan desainnya sama atau melebihi hasil perkalian dari beban terfaktor dalam kombinasi sebagai berikut.

1. $1,4D$.
2. $1,2D + 1,6L + 0,5 (Lr \text{ atau } S \text{ atau } R)$.
3. $1,2D + 1,6 (Lr \text{ atau } S \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5W)$.
4. $1,2D + 1,0W + L + 0,5 (Lr \text{ atau } S \text{ atau } R)$.
5. $1,2D + 1,0E + L + 0,2S$.

$$6. \quad 0,9D+1,0W.$$

$$7. \quad 0,9D+1,0E.$$

Dimana:

Ak = beban atau efek beban yang timbul dari kejadian luar biasa

D = beban mati

Di = berat es

E = beban gempa

F = beban akibat fluida dengan tekanan yang ditentukan dengan jelas dan tinggi maksimum

Fa = beban banjir

H = beban akibat tekanan tanah lateral, tekanan air tanah, atau tekanan dari material dalam jumlah besar

L = beban hidup

Lr = beban hidup atap

R = beban hujan

S = beban salju

T = beban peregangannya sendiri

W = beban angin

2.2.2. Beban Mati

Menurut peraturan SNI (1727:18) beban mati adalah berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding partisi lengkap, *finishing*, klading gedung dan komponen arsitektural dan struktural lainnya serta peralatan layan terpasang lain termasuk berat keran.

Dalam menentukan beban mati untuk perancangan, harus digunakan berat bahan dan konstruksi yang sebenarnya, dengan ketentuan bahwa jika tidak ada informasi yang jelas, nilai yang harus digunakan adalah nilai yang disetujui oleh pihak yang berwenang. (SNI 1727:18)

2.2.3. Beban Angin

Beban angin adalah semua beban yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang disebabkan oleh selisih dalam tekanan udara. Beban angin

ditentukan dengan menganggap adanya tekanan positif dan tekanan negatif (isapan) yang bekerja tegak lurus pada bidang-bidang yang ditinjau. Besarnya tekanan positif dan tekanan negatif ini dinyatakan dalam kg/m^2 , ditentukan dengan mengalikan tekanan tiup. (Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung No. 3 Tahun 1983)

2.2.4. Tekanan Lateral

Dalam perancangan struktur dibawah tanah, harus diperhatikan tekanan lateral tanah disampingnya. Bila tidak ada beban tanah dalam laporan penyelidikan tanah yang disetujui oleh pihak yang berwenang, beban tanah yang diberikan dalam tabel 2.1 harus dipakai sebagai beban lateral minimum. Harus diberikan beban yang cukup untuk kemungkinan beban permukaan tetap atau bergerak. Bila sebagian atau seluruh tanah yang ada di sampingnya berada di bawah permukaan air, perhitungan harus dilakukan berdasarkan pada berat tanah yang berkurang karena gaya apung, ditambah dengan tekanan hidrostatik penuh. Tekanan lateral tanah harus ditambah jika tanah tersebut memiliki potensi mengembang seperti yang ditentukan dalam penyelidikan tanah. (SNI 1727, 2013:16)

2.2.5. Gaya Angkat pada Lantai dan Pondasi

Dalam perencanaan lantai dasar atau basemen dan elemen-elemen yang hampir horizontal atau mendekati sejajar yang berada di bawah permukaan tanah, tekanan air keatas harus diambil sebesar tekanan hidrostatik penuh dan diterapkan diseluruh luasan. Besarnya tekanan hidrostatik harus dihitung dari sisi bawah struktur. Beban- beban ke atas lainnya harus diperhitungkan dalam rancangan tersebut. (SNI 1727, 2013:16)

Bila pondasi atau plat yang menumpu langsung diatas tanah berdiri diatas tanah mengembang, pondasi, plat dan komponen lain tersebut harus dirancang agar dinamis (mengikuti pergerakan) atau menahan tekanan ke atas yang disebabkan oleh tanah mengembang tersebut. Jika tidak dirancang demikian, tanah yang mengembang tersebut harus diganti atau harus dilakukan stabilisasi tanah disekitar dan di bawah struktur (SNI 1727, 2013:16).

Beban tanah lateral yang harus diperhatikan dalam perencanaan disebutkan pada Tabel 2.1.

Tabel 2.1 Beban tanah lateral rencana

No.	Uraian material timbunan	Klasifikasi jenis tanah	Beban tanah lateral rencana ^a psf per foot kedalaman (kN/m ² per meter kedalaman)
1	Bergradasi baik, kerikil bersih, campuran pasir dan kerikil	GW	35 (5,50) ^b
2	Kerikil bersih bergradasi buruk, campuran pasir-kerikil	GP	35 (5,50) ^b
3	Kerikil mengandung lanau, campuran pasir-kerikil bergradasi buruk	GM	35 (5,50) ^b
4	Kerikil mengandung lempung, campuran lempung dengan kerikil bergradasi buruk	GC	45 (7,07) ^b
5	Bergradasi baik, pasir bersih, campuran kerikil-pasir	SW	35 (5,50) ^b
6	Pasir bersih bergradasi buruk, campuran kerikil-pasir	SP	35 (5,50) ^b
7	Pasir berlanau, campuran lanau-pasir bergradasi buruk	SM	45 (7,07) ^b
8	Campuran lempung lanau-pasir dengan plastik halus	SM – SC	85 (13,35) ^c
9	Pasir berlempung, campuran lempung-pasir bergradasi buruk	SC	85 (13,35) ^c
10	Lanau organik dan lanau lempung	ML	85 (13,35) ^c
11	Campuran lanau inorganik dan lempung	ML - CL	85 (13,35) ^c
12	Lempung inorganik dari plastisitas-rendah	CL	100 (15,71)
13	Lanau organik dan lanau lempung plastisitas rendah	OL	D
14	Lanau lempung inorganik, lanau elastik	MH	D
15	Lempung inorganik plastisitas tinggi	CH	d
16	Lempung organik dan lempung lanau	OH	d

Sumber: SNI 1727 (2013:17)

Catatan:

- ^a Beban tanah lateral untuk tanah yang ditentukan diberikan untuk kondisi lembap pada kepadatan optimum. Kondisi aktual lapangan yang menentukan. Tekanan tanah yang terendam air atau yang jenuh harus menggunakan berat tanah yang berkurang karena gaya apung ditambah beban hidrostatik.

- b* Untuk dinding yang relatif kaku, karena menyatu dengan lantai, beban tanah lateral rencana untuk tanah tipe kerikil dan pasir harus ditambah menjadi 60 psf (2,87 kN/m²) per foot (meter) kedalaman. Dinding basemen dengan kedalaman tidak lebih dari 8 ft (2,44 m) di bawah muka tanah dan memikul sistem lantai ringan tidak dianggap sebagai dinding relatif kaku.
- c* Untuk dinding yang relatif kaku, karena menyatu dengan lantai, beban tanah lateral rencana untuk tanah lumpur dan lempung harus ditambah menjadi 100 psf (4,79 kN/m²) per foot (meter) kedalaman. Dinding basemen dengan kedalaman tidak lebih dari 8 ft (2,44 m) di bawah muka tanah dan memikul sistem lantai ringan tidak dianggap sebagai dinding relatif kaku. Tidak cocok sebagai material timbunan.
- d* tidak cocok sebagai material timbunan

2.2.6. Beban Hidup

Menurut peraturan SNI 1727 (2013:18) Beban hidup adalah beban yang diakibatkan oleh pengguna dan penghuni bangunan gedung atau stuktur lain yang tidak termasuk beban konstruksi dan beban lingkungan, seperti beban angin, beban hujan, beban gempa, beban banjir, atau bebanmati.

Selain beban hidup adapula beban yang perlu diperhitungkan dalam perencanaan bangunan atau struktur lain yaitu beban hidup atap. Menurut peraturan SNI 1727 (2013:18), beban hidup atap adalah beban hidup pada atap yang diakibatkan pelaksanaan pemeliharaan oleh pekerja, peralatan, dan material, dan selama masa layan struktur yang diakibatkan oleh benda bergerak, seperti tanaman atau benda dekorasi kecil yang tidak berhubungan dengan penghunian.

Semua beban hidup yang memungkinkan dalam proses konstruksi perlu dipertimbangkan untuk memperoleh hasil perhitungan yang maksimal. Beban-beban yang perlu diketahui beratnya, harus berdasarkan aturan-aturan yang berlaku seperti disebutkan pada Tabel 2.2, atau dengan pertimbangan pihak-pihak yang berwenang. Hal ini perlu dianalisa mendalam, agar dicapai nilai perhitungan yang aman dalam perencanaan.

Tabel 2.2 Beban Hidup Terdistribusi Merata Minimum, L_o dan Beban Hidup Terpusat Minimum.

Hunian atau penggunaan	Merata ^a psf(kN/m ²)	Terpusat ^b (kN)
Apartemen (lihat rumah tinggal)		
Sistem lantai akses		
Ruang kantor	50 (2.4)	2000 (8.9)
Ruang	100 (4.79)	2000 (8.9)
Gudang persenjataan dan ruang latihan	150 (7.18)	
Ruang pertemuan		
Kursi tetap (terikat di lantai)	100 (4.79) ^a	
Lobi	100 (4.79) ^a	
Kursi dapat dipindahkan Panggung pertemuan Lantai	100 (4.79) ^a 100 (4.79) ^a 100 (4.79) ^a	
Balkon dan dek	1.5 kali beban hidup untuk daerah yang dilayani. Tidak perlu melebihi 100 psf (4.79 kN/m ²)	
Jalur untuk akses pemeliharaan	40 (1.92)	300 (1.33)
Koridor		
Lantai pertama	100 (4.79)	
Lantai lain	Sama seperti pelayanan hunian kecuali disebutkan lain	
Ruang makan dan restoran	100 (4.79) ^a	
Ruang mesin elevator [pada daerah 2 in.x 2 in.(50 mm x 50 mm)]		300 (1.33)
Konstruksi pelat lantai <i>finishing</i> ringan [pada area 1 in. x 1 in. (25 mm x 25 mm)]		200 (0.89)
Jalur penyelamatan terhadap kebakaran Hunian satu keluarga	100 (4.79) 40 (1.92)	
Tangga permanen	Lihat pasal 4.5	
Garasi/Parkir	40 (1.92) ^{a,b,c}	
Mobil penumpang saja		
Truk dan bus		
Susunan tangga, rel pengaman dan batang pegangan	Lihat pasal 4.5	
Helipad	60 (2.87) ^{de} tidak boleh direduksi	^{e,f,g}
Rumah sakit:		
Ruang operasi, laboratorium	60 (2.87)	1000 (4.45)
Ruang pasien	40 (1.92)	1000 (4.45)
Koridor diatas lantai pertama	80 (3.83)	1000 (4.45)
Hotel (lihat rumah tinggal)		
Perpustakaan		
Ruang baca	60 (2.87)	1000 (4.45)
Ruang penyimpanan	150 (7.18) ^{a,h}	1000 (4.45)
Koridor di atas lantai pertama	80 (3.83)	1000 (4.45)

Tabel 2.2 (Lanjutan)

Hunian atau penggunaan	Merata psf(kN/m ²)	Terpusat lb (kN)
Pabrik		
Ringan	125 (6.00) ^a	2000 (8.90)
Berat	250 (11.97) ^a	3000 (13.40)
Gedung perkantoran:		
Ruang arsip dan computer harus diancang untuk beban yang lebih berat berdasarkan pada perkiraan hunian Lobi dan koridor lantai pertama	100 (4.79)	2000 (8.90)
Kantor	50 (2.40)	2000 (8.90)
Koridor di atas lantai pertama	80 (3.83)	2000 (8.90)
Lembaga hukum		
Blok sel	40 (1.92)	
Koridor	100 (4.79)	
Tempat rekreasi		
Tempat bowling, Kolam renang, dan penggunaan yang sama	75 (3.59) ^a	
Bangsal dansa dan Ruang dansa	100 (4.79) ^a	
Gimnasium	100 (4.79) ^a	
Tempat menonton baik terbuka atau tertutup	100 (4.79) ^{a,k}	
Stadium dan tribun/arena dengan tempat duduk tetap (terikat pada lantai)	60 (2.87) ^{a,k}	
Rumah tinggal		
Hunian (satu keluarga dan dua keluarga)		
Loteng yang tidak dapat didiami tanpa gudang	10 (0.48) ^l	
Loteng yang tidak dapat didiami dengan gudang	20 (0.96) ^m	
Loteng yang dapat didiami dan ruang tidur Semua ruang kecuali tangga dan balkon	30 (1.44)	
Semua hunian rumah tinggal lainnya	40 (1.92)	
Ruang pribadi dan koridor yang melayani mereka	40 (1.92)	
Ruang public ^a dan koridor yang melayani mereka	100 (4.79)	
Atap		
Atap datar, berbubung, dan lengkung	20 (0.96) ⁿ	
Atap digunakan untuk taman atap	100 (4.79)	
Atap yang digunakan untuk tujuanlain	Sama seperti hunian dilayani ^a	^l
Atap yang digunakan untuk hunian lainnya		
Awning dan kanopi	5 (0.24) tidak boleh direduksi	
Konstruksi pabrik yang didukung oleh srtruktur rangka kaku ringan	5 (0.24) tidak boleh direduksi dan berdasarkan luas tributary dari atap yang ditumpu oleh rangka	
Rangka tumpu layar penutup		

Tabel 2.2 (Lanjutan)

Hunian atau penggunaan	Merata psf(kN/m ²)	Terpusat lb (kN)
Semua konstruksi lainnya Komponen struktur atap utama, yang terhubung langsung dengan pekerjaan lantai	20 (0.96)	2000 (8.9)
Titik panel tunggal dari batang bawah rangka atap atau setiap titik sepanjang komponen struktur utama yang mendukung atap diatas pabrik, gudang, dan perbaikan garasi Semua komponen struktur atap utama lainnya		300 (1.33)
Semua permukaan atap dengan beban pekerja pemeliharaan		300 (1.33)
Sekolah Ruang Kelas Koridor di atas lantai pertama Koridor lantai pertama	40 (1.92) 80 (3.83) 100 (4.79)	1000 (4.5) 1000 (4.5) 1000 (4.5)
Bak-bak/scuttles, rusuk untuk atap kaca dan langit-langit yang dapat diakses		200 (0.89)
Pinggir jalan untuk pejalan kaki, jalan lintas kendaraan, dan lahan/ jalan untuk truk-truk	250 (11.97) ^{a,p}	8000 (35.6) ^q
Tangga dan jalan keluar Rumah tinggal untuk satu dan dua keluarga saja	100 (4.79) 40 (1.92)	300 ^r 300 ^r
Gudang diatas langit-langit Gudang penyimpan barang sebelum disalurkan ke pengecer (jika diantisipasi menjadi gudang penyimpanan, harus dirancang untuk beban lebih berat) Ringan Berat	20 (0,96) 125 (6.00) ^a 250 (11.97) ^a	
Toko Eceran Lantai pertama Lantai diatasnya Grosir, disemua lantai	100 (4.79) 75 (3.59) 125 (6.00) ^a	1000 (4.45) 1000 (4.45) 1000 (4.45)
Penghalang kendaraan	Lihat Pasal 4.5	
Susunan jalan dan panggung yang ditinggikan (selain jalan keluar)	60 (2.87)	
Pekarangan dan jalan, jalur pejalan kaki	100 (4.79) ^a	

Sumber: SNI 1727 (2013:25)

2.3. Gaya Gempa

Untuk perencanaan pondasi, gaya gempa perlu diperhitungkan agar diperoleh momen maksimum yang bekerja. Gaya gempa dihitung berdasarkan SNI 1726-2012 tentang “Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung”.

2.3.1. Klasifikasi Situs

Dalam perumusan kriteria desain seismik suatu bangunan di permukaan tanah atau penentuan amplifikasi besaran percepatan gempa puncak dari batuan dasar ke permukaan tanah untuk suatu situs, situs tersebut harus diklasifikasikan terlebih dahulu. Klasifikasi situs diperoleh berdasarkan kondisi tanah di lapangan. Tipe kelas situs harus ditetapkan sesuai dengan definisi dari Tabel 2.3.

Tabel 2.3 Klasifikasi Situs.

Kelas Situs	Vs (m/detik)	N atau N _{ch}	Su (kPa)
SA (batuan keras)	> 1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	> 50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175 Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut: <ol style="list-style-type: none"> 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$ 2. Kadar air, $w \geq 40\%$, 3. Kuat geser niralisir $\overline{S_u} < 25$ kPa 		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: <ul style="list-style-type: none"> • Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifasi, lempung sangat sensitive, tanah tersementasi lemah • Lempung sangat organic dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) • Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7.5$ m dengan Indeks Plastisitas $PI > 75$) • Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $\overline{S_u} < 50$ kPa 		

Sumber: SNI 1726 (2012:17)

Klasifikasi situs diatas berlaku untuk tanah kedalaman 30 meter dari permukaan tanah. Profil tanah yang mengandung beberapa jenis lapisan tanah, harus dibagi kedalam beberapa lapisan yang diberi angka 1 hingga n . Dimana n adalah jumlah lapisan tanah hingga kedalaman 30 meter. Lapisan tanah n dapat berupa tanah kohesif dan tanah non-kohesif, k adalah jumlah lapisan tanah kohesif dan m adalah jumlah lapisan tanah non-kohesif. Sedangkan i adalah lapisan tanah diantara lapisan tanah 1 hingga n .

Kecepatan Geser Gelombang Rata-Rata

Menurut SNI 1726 (2012:19), kecepatan geser gelombang rata-rata, harus ditentukan sesuai dengan rumus di bawah ini.

$$v_s = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{v_{si}}} \quad 2.1$$

Dimana:

d_i = Tebal setiap lapisan antara kedalaman 0 sampai 30 meter

v_{si} = Kecepatan gelombang geser lapisan i (m/detik).

$\sum_{i=1}^n d_i = 30$ meter

Tahanan Penetrasi Standar Lapangan Rata-Rata, N dan Tahanan Penetrasi Standar Rata-rata untuk Lapisan Tanah Non-kohesif, N_{ch}

Menurut SNI 1726 (2012:20) untuk lapisan tanah kohesif, lapisan batu, dan lapisan tanah non-kohesif, nilai N ditentukan dengan persamaan sebagai berikut.

$$N = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i}} \quad 2.2$$

Dimana:

d_i = Tebal tiap lapisan tanah antara kedalaman 0 – 30 m

N_i = Nilai tahanan penetrasi standar 60 % energi (N_{60})

Sedangkan untuk nilai N_{ch} dihitung dengan persamaan sebagai berikut.

$$N_{ch} = \frac{d_s}{\sum_{i=1}^m \frac{d_i}{N_i}} \quad 2.3$$

Dimana:

d_s = Ketebalan total dari tanah non kohesif antara kedalaman 0 sampai 30 meter

d_i = Tebal tiap lapisan tanah antara kedalaman 0 – 30 m

N_{ch} = Nilai tahanan penetrasi standar situs

Kuat Geser Niralir Rata-rata

Menurut SNI 1726 (2012:20), nilai kuat geser niralir rata-rata, S_u harus ditentukan dengan persamaan sebagai berikut.

$$\overline{S_u} = \frac{d_c}{\sum_{i=1}^k \frac{d_i}{S_{ui}}} \quad 2.4$$

Dimana:

d_c = Ketebalan total lapisan tanah kohesif di atas 30 meter

d_i = Tebal tiap lapisan tanah antara kedalaman 0 – 30 m

S_{ui} = Kuat geser niralir (kPa)

2.3.2. Penentuan Respon Spektra di Permukaan Tanah

Nilai yang menggambarkan respon maksimum dari system berderajat-kebebasan-tunggal (SDOF) pada berbagai frekuensi alami (periode alami) teredam akibat suatu goyangan tanah disebut respon spektra percepatan. Untuk memudahkan dalam perhitungan, maka respon spektra percepatan dibuat dalam bentuk respon spektra yang telah disederhanakan (Departemen Pekerjaan Umum RI, 2010:18).

Berdasarkan Departemen Pekerjaan Umum RI (2010), untuk menentukan parameter respon spektra percepatan di permukaan tanah (S_{MS} dan S_{M1}) dibutuhkan faktor amplifikasi terkait spektra percepatan untuk periode pendek (F_a) dan periode 1.0 detik (F_v) yang akan ditunjukkan pada Tabel 2.4 dan 2.5. Parameter respon spektra percepatan di permukaan tanah (diperoleh dengan cara mengalikan koefisien F_a dan F_v dengan spektra percepatan untuk perioda pendek

(S_s) dan perioda 1.0 detik (S_1) di batuan dasar sesuai rumus sebagai berikut:

$$S_{MS} = F_a \times S_s \quad 2.5$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 \quad 2.6$$

Dimana:

S_s = Nilai spektra percepatan untuk periode pendek 0.2 detik di batuan dasar (SB) mengacu pada Peta Gempa Indonesia 2010

S_1 = Nilai spektra percepatan untuk periode 1.0 detik di batuan dasar (SB) mengacu pada Peta Gempa Indonesia 2010

F_a = Koefisien perioda pendek

F_v = Koefisien perioda 1.0 detik

Tabel 2.4 Koefisien Situs, S_s

Kelas Situs	Parameter respons spectral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, $T = 0.2$ detik, S_s				
	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.5$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.0$	$S_s \geq 1.25$
S_A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
S_B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
S_C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
S_D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
S_E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
S_F	SS^b				

Sumber: Departemen Pekerjaan Umum RI (2010:19)

CATATAN:

- Untuk nilai-nilai antara, S_s dapat dilakukan interpolasi linier
- SS = Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik.

2.3.3. Kuat Geser Seismik

Menurut SNI 1726 (2012:54), geser dasar seismik, V , dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan persamaan sebagai berikut.

$$V = C_s W \quad 2.7$$

Dimana:

C_s = koefisien respons seismik

W = berat seismik efektif

Tabel 2.5 Koefisien Situs, S_1

Kelas Situs	Parameter respons spectral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, $T = 1$ detik, S_1				
	$S_s \leq 0.1$	$S_s = 0.2$	$S_s = 0.3$	$S_s = 0.4$	$S_s \geq 0.5$
S_A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
S_B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
S_C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
S_D	2.4	2	1.8	1.6	1.5
S_E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
S_F	SS ^b				

Sumber: Departemen Pekerjaan Umum RI (2010:19)

CATATAN:

- Untuk nilai-nilai antara, dapat dilakukan interpolasi linier
- SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik.

2.3.4. Perhitungan Koefisien Respon Seismik

Berdasarkan SNI 1726 (2012:54), koefisien respons seismik, C_s , harus ditentukan sesuai dengan persamaan sebagai berikut.

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad 2.8$$

Dimana:

S_{DS} = parameter percepatan spektrum respn desain dalam rentang perioda pendek

R = faktor modifikasi respon

I_e = faktor keutamaan gempa

Nilai C_s yang dihitung sesuai dengan persamaan diatas tidak perlu melebihi hasil dari persamaan sebagai berikut.

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad 2.9$$

Nilai C_s yang dihitung sesuai dengan persamaan diatas juga harus tidak kurang dari hasil persamaan sebagai berikut.

$$C_s = 0.044 S_{DS} I_e \geq 0,01 \quad 2.10$$

Sebagai tambahan, untuk struktur yang berlokasi di daerah di mana S_1 sama dengan atau lebih besar dari 0,6g , maka C_s harus tidak kurang dari:

$$C_s = \frac{0,5 S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad 2.11$$

Dimana:

S_{D1} = parameter percepatan spektrum respons desain pada perioda sebesar 1,0 detik

T = perioda fundamental struktur (detik)

S_1 = parameter percepatan spektrum respons maksimum yang dipetakan

Untuk struktur dengan ketinggian tidak melebihi 12 tingkat dimana sistem penahan gaya gempa terdiri dari rangka penahan momen beton atau baja secara keseluruhan dan tinggi tingkat paling sedikit 3 m, dalam menentukan perioda fundamental pendekatan T_a , dalam detik, dibolehkan menggunakan persamaan sebagai berikut. (SNI 1726, 2012:56)

$$T_a = 0.1 N \quad 2.12$$

Dimana:

N = jumlah tingkat

2.4. Pemilihan Pondasi

Menurut Sosrodarsono (2005:75) untuk memilih pondasi yang memadai, perlu diperhatikan apakah pondasi itu cocok untuk berbagai keadaan di lapangan dan apakah pondasi itu memungkinkan untuk diselesaikan secara ekonomis sesuai dengan jadwal kerjanya. Bila keadaan tersebut ikut dipertimbangkan dalam menentukan panjang pondasi, hal – hal berikut ini perlu dipertimbangkan.

- 1) Keadaan tanah pondasi
- 2) Batasan – batasan akibat konstruksi di atasnya
- 3) Batasan – batasan dari sekelilingnya
- 4) Waktu dan biaya.

2.5. Pondasi Tiang Pancang

Jika diameter tiang menjadi lebih besar atau tiang menjadi lebih pendek sehingga kekakuannya menjadi bertambah besar, maka tiang tersebut merupakan tiang pendek atau *short pile* yang mempunyai ketentuan – ketentuan lain dari pada tiang panjang atau *long pile* di dalam perhitungannya. (Sardjono 2, 1991:1)

Untuk dapat mengetahui apakah tiang itu termasuk kategori tiang pendek atau tiang panjang dapat digunakan rumus sebagai berikut :

$$\text{Tiang panjang : } l \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4EI}} > 3 \quad (2.13)$$

$$\text{Tiang pendek : } l \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4EI}} \leq 3 \quad (2.14)$$

Dimana :

- EI : kekakuan tiang (kg/cm^2)
- D : diameter tiang (cm)
- k : koefisien horizontal tanah (kg/cm^2)
- l : panjang tiang di dalam tanah (cm)

persamaan-persamaan di atas dimaksud untuk menentukan apakah akibat lenturan tubuh pondasi ataupun lendutan akibat rotasi yang lebih menentukan, tergantung pada kekakuan tubuh pondasi dan sifat elastis tanah pondasi, jika hal ini dimisalkan sebagai suatu harga tertentu k dalam arah melintang dan dibuat konstan untuk tubuh pondasi dan keliling tubuh pondasi, dan gaya mendatar H bekerja pada kepala tiang. Persamaan (2.1) dipakai bila lendutan akibat lenturan oleh gaya orthogonal terhadap poros bersifat menentukan, yang menguatkan anggapan untuk menganggap pondasi sebagai suatu tiang. (Sosrodarsono, 1994:91)

2.6. Dasar Perencanaan Tiang Pancang

Menurut Sardjono (1998:4) pondasi tiang hendaknya direncanakan sehingga gaya luar yang bekerja pada kepala tiang tidak melebihi gaya dukung tiang yang diijinkan. Yang dimaksud gaya dukung tiang yang diijinkan adalah meliputi aspek gaya dukung tanah diijinkan, tegangan pada bahan tiang diijinkan dan perpindahan kepala tiang diijinkan.

Disamping aspek – aspek tersebut perlu pula diperhitungkan kemungkinan gaya geser negatif (*negative skin friction*) dan gaya – gaya lain (perbedaan tekanan tanah aktif dan pasif). Perhitungan – perhitungan ataupun pengevaluasian tersebut tidak saja dilaksanakan tiang secara individu tetapi juga harus dilaksanakan terhadap tiang – tiang dalam kelompok (*pile group*). (Sardjono, 1998:4).

Dalam menentukan panjang tiang harus dicakup faktor-faktor, jenis, dan fungsi bangunan atas, mekanisme beban dan pelaksanaannya. Pemikiran bahwa pondasi tiang selalu harus ditumpu pada lapisan keras pada saat sekarang tidaklah tepat lagi, sehingga penentuan panjang tiang tidak saja didasarkan untuk tumpuan ujung tetapi juga untuk tumpuan geser. (Sardjono, 1998:4)

2.7. Kapasitas Daya Dukung Tiang Pancang

Hitungan kapasitas tiang dapat dilakukan dengan cara pendekatan statis dan dinamis. Hitungan kapasitas tiang secara statis dilakukan menurut teori Mekanika Tanah, yaitu dengan mempelajari sifat – sifat teknis tanah. Sedang hitungan dengan cara dinamis dilakukan dengan menganalisis kapasitas ultimit dengan data yang diperoleh dari data pemancangan tiang. Hasil hitungan kapasitas dukung tiang yang didasarkan pada teori mekanika tanah, kadang-kadang masih perlu dicek dengan mengadakan pengujian tiang untuk meyakinkan hasilnya. (Hardiyatmo, 2010:94)

Daya dukung ijin tiang ditinjau berdasarkan kekuatan ijin tekan dan kekuatan ijin tarik. Hal tersebut dipengaruhi oleh kondisi tanah dan kekuatan material itu sendiri. (Pamungkas dan Harianti, 2013: 42)

2.7.1. Daya Dukung Tiang Tunggal Berdasarkan Data *Standart Penetration Test (SPT)*

Menurut peraturan SNI 4153 (2008:5) dalam desain struktur tanah fondasi sering dilakukan analisis stabilitas dan perhitungan desain fondasi suatu bangunan dengan menggunakan parameter tanah baik tegangan total maupun tegangan efektif, dan identifikasi tanah. Dalam melakukan uji penetrasi lapangan dengan *SPT* ini digunakan metode pengujian penetrasi dengan *SPT* (SNI 03-4153-1996) yang dapat berlaku untuk tanah.

Daya dukung tiang pada tanah pondasi umumnya diperoleh dari jumlah daya dukung terpusat tiang dan tahanan geser pada dinding tiang. Perkiraan satuan unit daya dukung terpusat q_d diperoleh dari hubungan antara L/D pada Gambar 2.2 dan q_d/D . L adalah panjang ekuivalen penetrasi pada lapisan pendukung dan diperoleh dari Gambar 2.3, D adalah diameter tiang, \bar{N} adalah harga rata-rata N pada ujung tiang, yang didasarkan pada persamaan berikut (Sosrodarsono dan Nakazawa, 2005: 100).

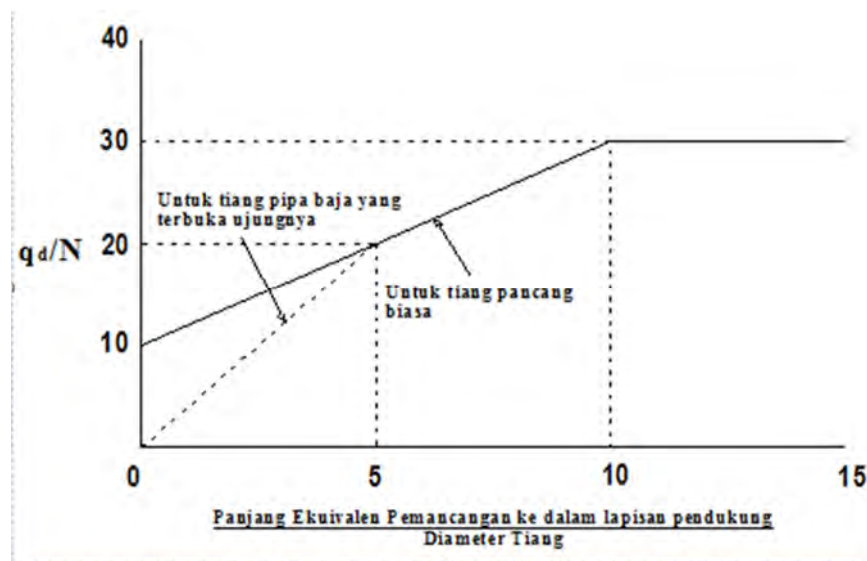
$$\bar{N} = \frac{N_1 + \bar{N}_2}{2} \quad (2.15)$$

Dimana:

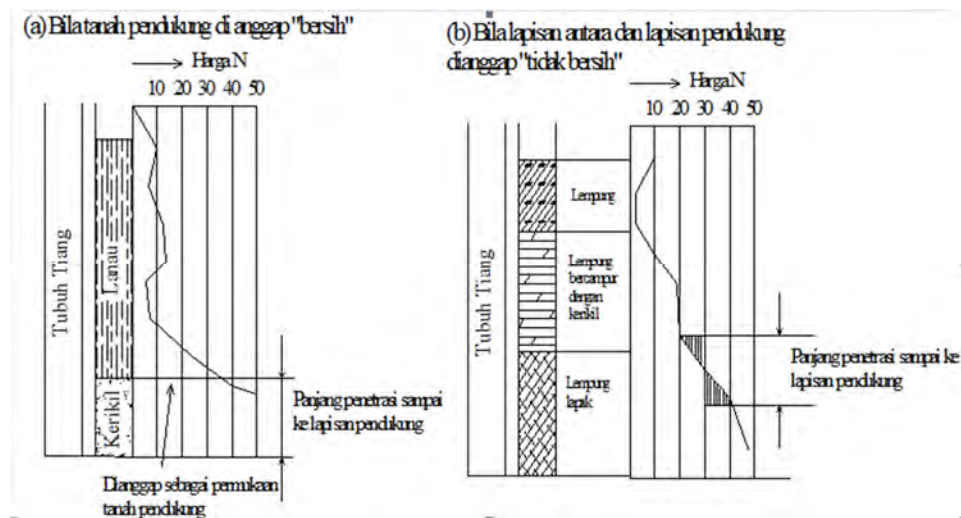
\bar{N} = Harga N untuk perencanaan tanah pondasi pada ujung tiang.

N_1 = Harga N pada ujung tiang.

N_2 = Harga rata-rata N pada jarak $4D$ dari ujung tiang.



Gambar 2.2 Diagram Perhitungan dari Intensitas Daya Dukung Ultimate Tanah Pondasi pada Ujung Tiang. (Sosrodarsono dan Nakazawa, 2005: 101).



Gambar 2.3. Cara Menentukan Panjang Ekuivalen Penetrasi sampai ke Lapisan Pendukung. (Sosrodarsono dan Nakazawa, 2005: 101).

Menurut Sosrodarsono dan Nakazawa (2005: 101) besarnya gaya geser maksimum dinding f_i diperkirakan dari Tabel 2.3 sesuai dengan macam tiang dan sifat tanah pondasi. C dalam Tabel 2.3 adalah kohesi tanah pondasi disekitar tiang dan dianggap sebesar 0,5 kali q_u (kekuatan geser *unconfined*).

Harga N rencana diperoleh dengan cara yang sama seperti Gambar 2.3 (b). Jarak dari titik dimana sebagai daerahnya sesuai dengan diagram distribusi harga N dari tanah pondasi dan garis N (bagian yang diarsir pada gambar) adalah sama untuk ujung tiang dan dianggap sebagai panjang penetrasi.

Tabel 2.6 Intensitas Gaya Geser Dinding Tiang

Jenis Pondasi \ Jenis Tiang	Tiang Pracetak (t/m^2)	Tiang yang dicor ditempat (t/m^2)
Tanah berpasir	$\frac{N}{5} (\leq 10)$	$\frac{N}{2} (\leq 12)$
Tanah kohesif	C atau $N (\leq 12)$	$\frac{C}{2}$ atau $\frac{N}{2} (\leq 12)$

Sumber: Sosrodarsono dan Nakazawa, 2005: 102

Gaya geser maksimum dinding tiang dengan harga rata-rata N bagi lapisan-lapisan tanah didapat dari Gambar 2.3 dan F_i yang sesuai dengan harga rata-rata N dapat diperoleh dengan melihat Tabel 2.3. Selanjutnya daya dukung ultimate tiang dapat diperkirakan sebagai berikut:

$$R_u = q_d \times A + U \sum (l_i \times F_i) \quad (2.16)$$

Daya dukung yang diijinkan pada waktu normal:

$$R_a = \frac{R_u}{n}; \text{ dengan } n: \text{ faktor aman} = 3 \quad (2.17)$$

Menurut Hardiyatmo (2010: 184) kapasitas ultimit tiang dapat dihitung secara empiris dari nilai N hasil uji SPT. Meyerhof (1956) mengusulkan persamaan untuk menghitung tahanan ujung tiang:

$$Q_b = A_b (38 \bar{N}) (L_b/d) \leq 380 \bar{N} A_b \quad (2.18)$$

Dengan \bar{N} adalah nilai N rata-rata yang dihitung dari 8d di atas dasar tiang sampai 4d di bawah dasar tiang, sedang L_b/d adalah rasio kedalaman yang nilainya dapat kurang dari L/d bila tanahnya berlapis-lapis. (Hardiyatmo, 2010:184)

2.7.2 Daya Dukung Ijin Tiang Tunggal Berdasarkan Data *Dutch Cone Penetration Test (CPT)*

Menurut Hardiyatmo (2010: 164) kapasitas dukung tiang dapat diperoleh dari data uji kerucut statis (CPT) atau sondir. Tahanan ujung yang termobilisasi pada tiang pancang harus setara dengan tahanan ujung saat uji penetrasi. Tetapi, pengaruh skala dan perbedaan kecepatan pembebanan menyebabkan perbedaan signifikan pada nilai tahanan ujung tiang. Fleming et al. (2009) menyarankan untuk tiang pancang yang ujungnya tertutup maka tahanan ujung satuan tiang sama dengan tahanan konus (q_c), namun untuk tiang pancang yang ujungnya terbuka atau tiang bor, tahanan ujung satuan tiang yang diambil 70%-nya.

Jika kita memancang tiang sampai ke tanah keras melalui lapisan tanah lempung, maka untuk menghitung daya dukung tiang disini kita perhitungkan baik berdasarkan pada tahanan ujung (*end bearing*) maupun *clef (friction pile)* (Sardjono, 1991: 45).

Daya dukung terhadap kekuatan tanah sebagai berikut:

$$Q \text{ tiang} = \frac{A \text{ tiang} \times P}{3} + \frac{O \times l \times c}{5} \quad (2.19)$$

Dengan:

$Q \text{ tiang}$ = daya dukung keseimbangan tiang (kg).

$A \text{ tiang}$ = luas tiang (m^2).

P = nilai konus dari hasil sondir (kg/cm^2).

O = keliling tiang pancang (m).

l = panjang tiang yang berada dalam tanah (cm).

c = harga *cleef* rata-rata (kg/cm^2).

2.8. Jumlah Tiang Yang Dibutuhkan

Perhitungan jumlah tiang yang diperlukan pada suatu titik kolom menggunakan beban aksial dengan kombinasi beban DL + LL (beban tak terfaktor). Jumlah tiang yang diperlukan dihitung dengan membagi gaya aksial yang terjadi dengan daya dukung tiang (Pamungkas dan Harianti, 2013: 54).

$$np = \frac{P}{P_{\text{all}}} \quad (2.20)$$

Dimana:

np = jumlah tiang.

P = gaya aksial yang terjadi.

P_{all} = daya dukung ijin tiang.

2.9. Tiang Pancang Kelompok (*Pile Group*)

Pada keadaan sebenarnya jarang sekali kita dapati tiang pancang yang berdiri sendiri (*single pile*) seperti keadaan di atas, akan tetapi kita sering mendapat pondasi tiang pancang kelompok (*pile group*). Di atas *pile group* biasanya kita letakkan suatu konstruksi poer (*footing*) yang mempersatukan kelompok tiang tersebut. (Sardjono, 1991:51)

Dalam perhitungan-perhitungan poer dianggap/dibuat kaku sempurna sehingga:

- Bila beban-beban yang bekerja pada kelompok tiang tersebut menimbulkan penurunan maka setelah penurunan bidang poer tetap akan merupakan bidang datar.
- Gaya-gaya yang bekerja pada tiang berbanding lurus dengan penurunan tiang-tiang tersebut. (Sardjono, 1991:51)

Menurut Hardiyatmo (2010: 212) kapasitas kelompok tiang tidak selalu sama dengan jumlah kapasitas tiang tunggal yang berada dalam kelompoknya. Hal ini terjadi jika tiang dipancang dalam lapisan pendukung yang mudah mampat atau dipancang pada lapisan yang tidak mudah mampat, namun dibawahnya terdapat lapisan lunak. Dalam kondisi tersebut, stabilitas kelompok tiang tergantung dari dua hal, yaitu:

- 1) Kapasitas dukung tanah di sekitar dan di bawah kelompok tiang dalam mendukung beban total struktur.
- 2) Pengaruh penurunan konsolidasi tanah yang terletak di bawah kelompok tiang.

Jika tiang-tiang dipancang pada lapisan yang agak kuat tapi dapat mampat (misalnya lempung kaku), atau dipancang pada lapisan yang tidak mudah mampat (misalnya pasir padat), tetapi lapisan tersebut berada di atas lapisan tanah lunak, maka kapasitas kelompok tiang mungkin lebih rendah dari jumlah kapasitas masing-masing tiang. Hal ini karena kapasitas dukung ijin pondasi tiang akan dibatasi oleh penurunan toleransi. (Hardiyatmo 2010: 212)

Kapasitas dukung kelompok tiang dinyatakan dengan persamaan (Terzaghi dan Peck, 1948):

$$Q_g = 2D(B + L)c + 1,3 c_b N_c BL \quad (2.21)$$

Dimana:

Q_g = kapasitas ultimit kelompok, nilainya harus tidak melampaui nQ_u

(dengan n = jumlah tiang dalam kelompoknya) (KN)

c = kosehi tanah di sekeliling kelompok tiang (kN/m^2)

c_b = kohesi tanah di bawah dasar kelompok tiang (kN/m^2)

B = lebar kelompok tiang, dihitung dari pinggir tiang-tiang (m)

L = panjang kelompok tiang (m)

D = kedalaman tiang dibawah permukaan tanah (m)

N_c = faktor kapasitas dukung

2.9.1. Jarak antara Tiang Pancang Kelompok

Menurut Hardiyatmo (2010: 281) umumnya tiang-tiang jarang dipasang pada kedudukan yang benar-benar lurus dan tepat pada titik lokasi yang telah ditentukan. Meskipun tiang dipasang pada titik yang benar-benar tepat, kadang-kadang masih terdapat momen lentur kolom yang harus ditahan oleh kepala tiang. Karena itu, disarankan agar paling sedikit menggunakan tiga tiang untuk pondasi kolom utama dan dua tiang untuk pondasi dinding memanjang.

Berdasarkan pada perhitungan daya dukung tanah oleh Dirjen Bina Marga Departemen P.U.T.L disyaratkan: (Sardjono, 1991:51)

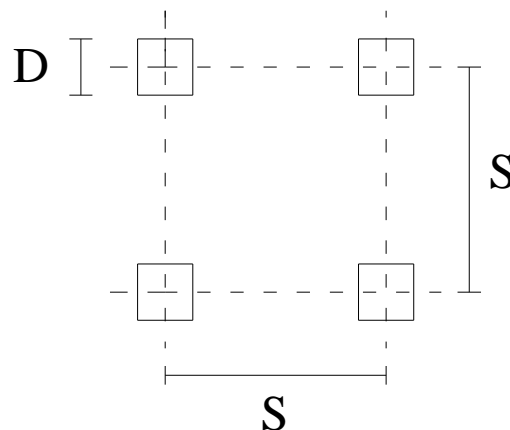
$$S \geq 2,5D \quad (2.22)$$

$$S \geq 3D \quad (2.23)$$

Dimana :

S = jarak masing – masing tiang dalam kelompok (*spacing*).

D = diameter tiang.



Gambar 2.4. Jarak Pusat ke Pusat Tiang. (Sardjono, 1991:51)

Biasanya disyaratkan pula jarak antara dua tiang dalam kelompok tiang minimum 0,60 m dan maximum 2,00 m. (Sardjono, 1991:51)

2.10. Efisiensi Kelompok Tiang

Menurut Hardiyatmo (2010 : 217) kapasitas dukung tiang gesek (*friction pile*) dalam tanah lempung akan berkurang jika jarak tiang semakin dekat. Beberapa pengamatan menunjukkan, bahwa kapasitas dukung total dari kelompok tiang gesek (*friction pile*), khususnya tiang dalam tanah lempung, sering lebih kecil daripada hasil kali kapasitas dukung tiang tunggal dikalikan jumlah tiang dalam kelompoknya. Jadi, besarnya kapasitas dukung total menjadi tereduksi dengan nilai reduksi yang tergantung dari ukuran, bentuk kelompok, jarak, dan panjang tiangnya. Nilai pengali terhadap kapasitas dukung ultimit tiang tunggal dengan memperhatikan pengaruh kelompok tiang, disebut *efisiensi tiang* (E_g).

Menurut Pamungkas dan Harianti (2013) perhitungan jumlah tiang yang diperlukan seperti yang dijelaskan pada bab 2.5 masih belum sempurna karena daya dukung kelompok tiang bukanlah berarti daya dukung satu tiang dikalikan dengan jumlah tiang. Hal ini karena intervensi (tumpang tindihnya) garis-garis tegangan dari tiang-tiang yang berdekatan (*group action*). Pengurangan daya dukung kelompok tiang yang disebabkan oleh *group action* ini biasanya dinyatakan dalam suatu angka efisiensi.

Perhitungan efisiensi kelompok tiang berdasarkan rumus *Converse-Labbarre* dari *Uniform Building Code AASHTO* adalah (Pamungkas dan Harianti, 2013: 55-56).

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 m n} \quad (2.24)$$

Dimana:

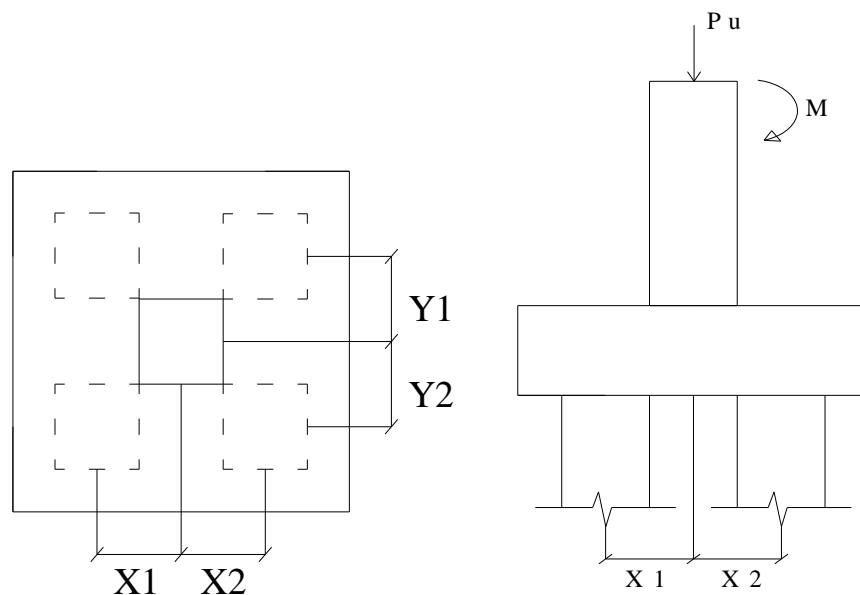
- E_g = efisiensi kelompok tiang
- θ = arc tg (D/s) (derajat)
- D = ukuran penampang tiang
- s = jarak antar tiang (as ke as)
- m = jumlah baris tiang
- n = jumlah tiang dalam 1 baris

Daya dukung vertikal kelompok tiang = $E_g \times \text{jumlah pile} \times \text{daya dukung ijin tiang}$. Daya dukung kelompok tiang harus lebih besar gaya aksial yang terjadi.

2.11. Beban Maksimum Tiang Pada Kelompok Tiang

Akibat beban-beban dari atas dan juga dipengaruhi oleh formasi tiang dalam satu kelompok tiang (Gambar 2.5), tiang-tiang akan mengalami gaya tekan atau tarik. Oleh karena itu tiang-tiang harus dikontrol untuk memastikan bahwa masing-masing tiang masih dapat menahan beban dari struktur atas sesuai dengan daya dukungnya. (Pamungkas dan Harianti, 2013: 57)

Beban aksial dan momen yang bekerja akan didistribusikan ke *pile cap* dan kelompok tiang berdasarkan rumus elastis dengan menganggap bahwa *pile cap* kaku sempurna, sehingga pengaruh gaya yang bekerja tidak menyebabkan *pile cap* melengkung atau deformasi. Untuk mencari beban maksimal yang bekerja pada kelompok tiang tersebut dapat dilihat melalui persamaan 2.25. (Pamungkas dan Harianti, 2013: 57)



Gambar 2.5. Beban yang Bekerja Pada *Pile Cap*. (Pamungkas dan Harianti, 2013: 57)

$$P_{\max - \min} = \frac{P_u}{n_p} \pm \frac{M_y \cdot X_{\max}}{n_y \cdot \sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot Y_{\max}}{n_x \cdot \sum y^2} \quad (2.25)$$

Dimana :

P_{\max} = beban maksimum tiang

P_u = gaya aksial yang terjadi (terfaktor)

M_y = momen yang bekerja tegak lurus sumbu y

- M_x = momen yang bekerja tegak lurus sumbu x
 X_{max} = jarak tiang arah sumbu x terjauh
 Y_{max} = jarak tiang arah sumbu y terjauh
 Σx^2 = jumlah kuadrat X
 Σy^2 = jumlah kuadrat Y
 n_x = banyak tiang dalam satu baris arah sumbu x
 n_y = banyak iang dalam satu baris arah sumbu y
 n_p = jumlah tiang

Bila P maksimum yang terjadi bernilai positif, maka *pile* mendapatkan gaya tekan. Bila P maksimum yang bernilai terjadi negatif, maka pile mendapatkan gaya tarik. Dari hasil-hasil tersebut dapat dilihat apakah masing-masing tiang masih memenuhi daya dukung tekan dan atau tarik bila ada (Pamungkas dan Harianti, 2013: 57).

2.12. Daya Dukung Horizontal

Menurut Sardjono (1991: 24) tiang yang diperhitungkan akan menerima gaya horisontal hendaknya direncanakan sehingga baik tegangan-tegangan maupun perpindahan-perpindahan ujung atas tiang (kepala tiang) tidak akan melebihi ketentuan-ketentuan yang diijinkan.

Menurut Pamungkas dan Harianti (2013: 60) dalam analisis gaya horizontal, tiang perlu dibedakan menurut model ikatannya dengan penutup tiang (*pile cap*). Karena itu, tiang dibedakan menjadi dua, yaitu:

1. Tiang ujung jepit (*fixed end pile*)
2. Tiang ujung bebas (*free end pile*)

McNulty (1965) mendefinisikan tiang ujung jepit sebagai tiang yang ujung atasnya terjepit (tertanam) pada *pile cap* paling sedikit sedalam 60 cm. Dengan demikian untuk tiang yang bagian atasnya tidak terjepit kurang dari 60 cm termasuk tiang ujung bebas (*free end pile*). (Pamungkas dan Harianti 2013: 60)

Untuk tiang pendek memiliki persamaan daya dukung horizontal sebagai berikut:

$$H_u = 9 c_u D \left(L_p - \frac{3D}{2} \right) \quad (2.26)$$

$$M_{\max} = H_u \left(\frac{L_p}{2} + \frac{3D}{2} \right) \quad (2.27)$$

Untuk tiang dengan panjang sedang, dimana tiang akan mengalami keluluhan ujung atas yang terjepit (Gambar 2.6. (b)), Persamaan (2.16) dapat digunakan untuk menghitung M_y , yaitu dengan mengambil momen terhadap permukaan tanah.

$$M_y = \left(\frac{9}{4} \right) c_u D_g^2 - 9 c_u D_f \left(\frac{3D}{2} + \frac{f}{2} \right) \quad (2.28)$$

$$H_u \text{ dihitung dengan mengambil } L_p = \frac{3D}{2} + f + g \quad (2.29)$$

Dimana:

c_u = *undrained strength*.

D = diameter tiang.

L_p = panjang tiang yang tertanam.

Cek apakah momen maksimum pada kedalaman $(f + \frac{3D}{2})$ lebih kecil dari M_y .

Jika $M_{\max} > M_y$ maka tiang termasuk tiang panjang. Untuk tiang panjang ($M_{\max} > M_y$), H_u dinyatakan oleh persamaan.

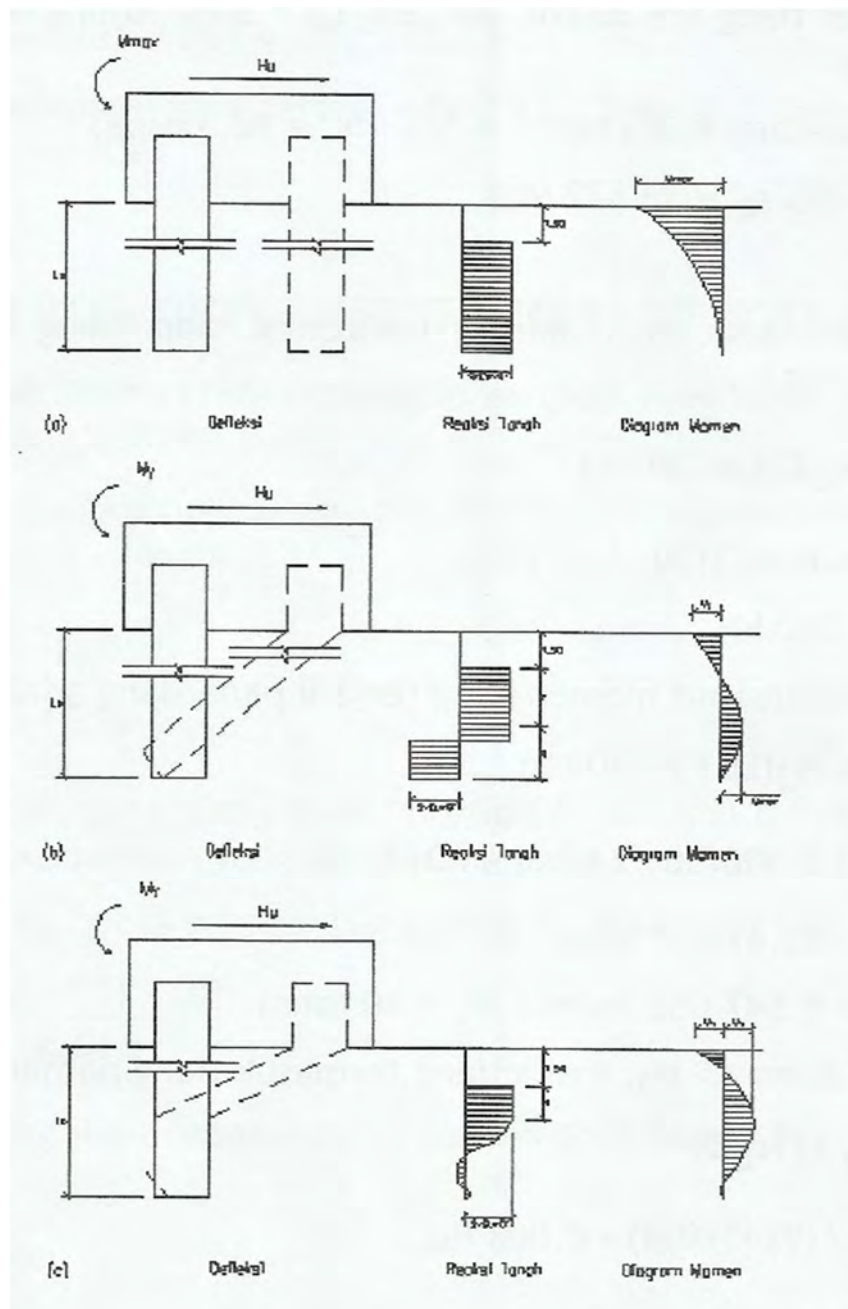
$$H_u = \frac{2 M_y}{\frac{3D}{2} + \frac{f}{2}} \quad (2.30)$$

Tabel 2.7. Hubungan Pendekatan Nilai Penetrasi Standar dengan Konsistensi Lempung.

Standar Penetrasi (N)	Konsistensi Lempung	Kekuatan tekan beban (q_u) (kN/m ²)
< 2	Sangat lunak	< 25
2 – 4	Lunak	25 – 50
4 – 8	Kenyal sedang	50 – 100
8 – 15	Kenyal	100 – 200
15 – 30	Sangat kenyal	200 – 400
> 30	Keras	> 400

Sumber: Hardiyatmo, 2010: 66

Untuk mencari kolerasi atau hubungan antara nilai penetrasi standar (N-SPT) dengan *undrained shear strength* (c_u) pada tanah kohesif dan konsisten lempung dapat dilihat pada Tabel 2.7.



Gambar 2.6. Tiang Ujung Jepit dalam Tanah Kohesif (Broms, 1964) (a) Tiang Pendek (b) Tiang Sedang (c) Tiang Panjang. (Pamungkas dan Harianti, 2013: 6)

2.13. Gaya Gesek Negatif

Dalam kondisi tertentu, sebagian atau seluruh tanah di sepanjang dinding tiang bergerak ke bawah relatif terhadap tiang (artinya tanah bergerak ke bawah sedang tiang diam). Akibatnya, arah gaya gesek dinding tiang menjadi gaya tambahan yang harus di dukung oleh tiang. Gaya gesek oleh tanah pada dinding tiang yang bekerja ke bawah ini, disebut gaya gesek dinding negatif (*negative skin friction*). Gaya ini merupakan tambahan beban bagi tiang yang harus ditambahkan dengan beban stuktur. (Hardiyatmo, 2010:230)

2.13.1. Gaya Gesek Negatif Tiang Tunggal

Gaya geser negatif bekerja mulai dari bagian atas tiang sampai kedalaman tertentu, yaitu sampai titik netral. Titik netral adalah titik di mana gerakan tanah relatif terhadap tiang nol. Di bawah titik netral tersebut, gesekan sisi tiang menjadi positif. Titik netral terletak di dekat ujung bawah tiang, untuk tiang yang menembus tanah lunak yang berada di atas lapisan pendukung tiang yang berupa batu dengan kapasitas dukung yang tinggi. Pada kondisi ini, seluruh panjang tiang yang berada di lapisan tanah lunak, akan dipengaruhi oleh gesekan negatif. (Hardiyatmo, 2010: 233)

Gaya gesek dinding negatif total tiang tunggal dinyatakan oleh persamaan :

$$Q_{neg} = A_s p_o' K_d \operatorname{tg} \delta' \quad (2.31)$$

Dimana :

A_s = luas selimut dinding tiang yang dipengaruhi oleh gaya gesek dinding negatif (m^2)

p_o' = tekanan overburden efektif tanah rata-rata dengan memperhitungkan pengaruh tambahan beban akibat timbunan (bila ada) (kN/m^2)

koefisien $K_d \operatorname{tg} \delta'$ tergantung pada tekanan tanah lateral pada tiang dan pada kecepatan penurunan tanah. Pengaruh kecepatan pembebanan pada faktor $K_d \operatorname{tg} \delta'$ dapat diharapkan akan lebih besar pada lempung yang berplastisitas tinggi dan yang mempunyai kuat geser rendah dari pada tanah berlanau atau lempung terkonsolidasi normal (*normally consolidation*) dengan indek plastisitas (PI)

sedang. Nilai $K_d \text{ tg } \delta'$ yang disarankan oleh Brom (1976) jika penurunan kira – kira 10 mm/tahun diperlihatkan dalam tabel. (Hardiyatmo, 2010:236)

Tabel 2.8 Koefisien $K_d \text{ tg } \delta'$

Macam tanah	$K_d \text{ tg } \delta'$
Urugan batu	0,4
Pasir dan kerikil	0,35
Lanau atau lempung terkonsolidasi normal berplastisitas rendah sampai sedang ($PI < 50\%$)	0,30
Lempung terkonsolidasi normal berplastisitas tinggi	0,20

Sumber:(Brom, 1976 dalam Hardiyatmo, 2010:236)

2.13.2. Gaya Gesek Negatif Kelompok Tiang

Menurut Hardiyatmo (2010: 237) pada kelompok tiang-tiang dengan tipe dukung ujung (*end bearing pile*) yang terletak dalam tanah yang mengalami penurunan konsolidasi, penurunan kebawah akibat gesekan negatif lebih kecil dibandingkan dengan penurunan tiang tunggal. Hal ini, disebabkan pemancangan tiang di dekatnya cenderung mereduksi penurunan tiang di dalam kelompoknya. Umumnya, tiang-tiang yang berada di sebelah dalam dari kelompok tiang, mengalami penurunan lebih kecil dibandingkan dengan tiang yang terletak di sebelah luar.

Terdapat beberapa asumsi dalam menentukan gaya gesek negatif yang bekerja pada kelompok tiang. Asumsi pertama, gesekan negatif dianggap bekerja pada kelompok tiang sampai titik netral sedalam D, dan blok tanah di sekeliling kelompok tiang yang mengalami gesekan negatif dianggap sebagai beban tiang yang harus didukung oleh kelompok tiang yang berada di bawah titik netral. Persamaan gaya gesek negatif yang bekerja pada tiang tunggal dari suatu kelompok tiang:

$$Q_{neg} = \frac{1}{n} \{2D(L + B)\overline{c_u} + \gamma LBD\} \quad (2.32)$$

dengan,

Q_{neg} = gaya gesek negatif pada masing-masing tiang dalam kelompok tiang (KN)

n = jumlah tiang dalam kelompoknya

D = kedalaman tiang sampai titik netral (m)

L = panjang area kelompok tiang (m)

B = lebar area kelompok tiang (m)

C_u = kohesi tak terdrainase rata-rata pada lapisan sedalam D (kN/m^2)

γ = berat volume tanah sedalam D di sekitar kelompok tiang yang mengalami gesekan negatif (kN/m^3)

Untuk asumsi ke dua, gesekan negatif pada kelompok tiang, dihitung dengan cara Broms (1976), seperti yang ditunjukkan dalam gambar 2.6. Dalam gambar 2.57a ditunjukkan bertambahnya beban tiang akibat gesekan negatif bila jarak tiang besar. Dalam hal ini, masing-masing tiang mendukung beban yang dihasilkan dari gesek sisi tiang maksimum ke bawah sampai titik netral. Gesekan negatif ultimit pada tiap-tiap tiang ini dapat dihitung dengan persamaan (2.21). Jika jarak tiang kecil (menuju keruntuhan blok), penambahan beban pada setiap tiang seperti yang ditunjukkan dalam gambar 2.7b. Pada kondisi ini gesekan negatif pada masing-masing tiang dihitung dengan persamaan: (Haridyatmo, 2010: 238)

$$Q_{neg} = \frac{1}{n} \{2D(L + B)\overline{c_u} + BLH\gamma\} \quad (2.33)$$

dengan,

Q_{neg} = gaya gesek negatif pada masing-masing tiang dalam kelompok tiang (KN)

n = jumlah tiang dalam kelompoknya

D = kedalaman tiang sampai titik netral (m)

L = panjang area kelompok tiang (m)

B = lebar area kelompok tiang (m)

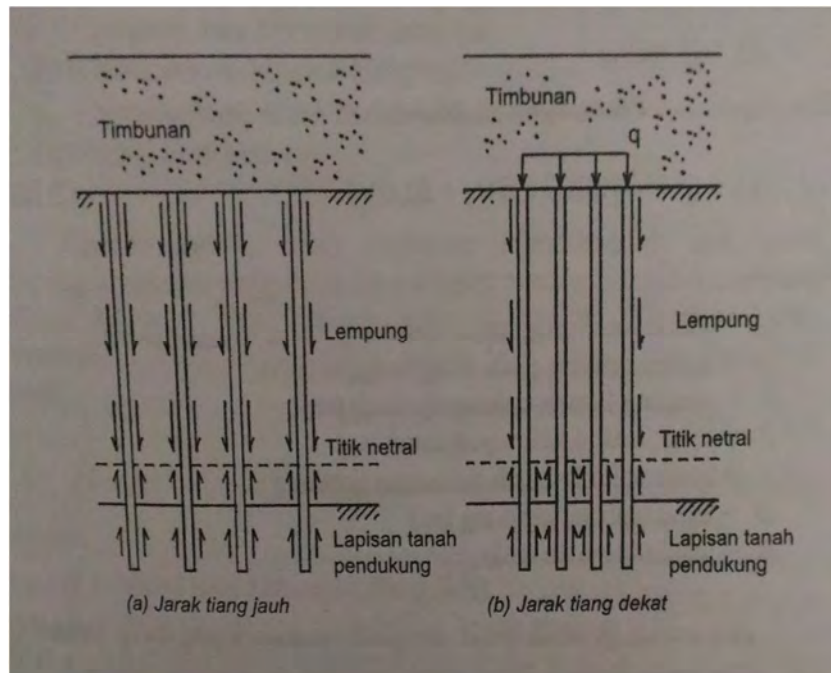
C_u = kohesi tak terdrainase rata-rata pada lapisan sedalam D (kN/m^2)

H = tinggi timbunan (m)

γ = berat volume tanah sedalam D di sekitar kelompok tiang yang mengalami gesekan negatif (kN/m^3)

Pada persamaan di atas terlihat bahwa terdapat beban tanah timbunan yang harus didukung oleh masing-masing tiang. Menurut Terzhagi dan Peck (1948), sedikit gerakan ke bawah tanah timbunan terhadap tiang, cukup untuk

menyebabkan berat tanah timbunan membebani masing masing tiang di dalam kelompoknya. (Hardiyatmo, 2010: 240)



Gambar 2.7 Gesekan negatif pada kelompok tiang (Broms, 1976 dalam Hardiyatmo, 2010: 239)

2.14. Penurunan Tiang

Menurut Hardiyatmo (2010:248) pada waktu tiang dibebani, tiang akan mengalami pemendekan dan tanah disekitarnya mengalami penurunan. Beberapa metode hitungan penurunan telah diusulkan. Berikut ini akan dipelajari penurunan tiang tunggal dan kelompok tiang.

2.14.1. Penurunan Tiang Tunggal

Menurut Hardiyatmo (2010: 252) penurunan tiang tunggal dihitung berdasarkan metode Poulos dan Davis (1980), dimana penurunan kepala tiang yang terletak pada tanah homogen dengan modulus elastis dan rasio poisson yang konstan dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut:

Untuk tiang apung (*Floating Pile*)

$$S = \frac{P_u l}{E_s} \quad (2.34)$$

$$l = l_o R_k R_h R_\mu \quad (2.35)$$

Dimana :

S = penurunan kepala tiang

P_u = beban terfaktor yang bekerja pada tiang

I_o = factor pengaruh untuk penurunan tiang yang tidak mudah mampat (*incompressible*) dalam massa semi tak terhingga (gambar 2.6)

R_k = factor koreksi kemudahmampatan (kompresibilitas) tiang untuk $u = 0.5$ (gambar 2.7)

R_h = factor koreksi untuk ketebalan lapisan yang terletak pada tanah keras (gambar 2.8)

R_μ = factor koreksi angka poisson μ (gambar 2.9)

H = kedalam total lapisan tanah

Untuk tiang dukung ujung (*end bearing Pile*)

$$S = \frac{P_u l}{E_s} \quad (2.36)$$

$$l = I_o R_k R_h R_\mu \quad (2.37)$$

Dimana :

S = penurunan kepala tiang

P_u = beban terfaktor yang bekerja pada tiang

I_o = factor pengaruh untuk penurunan tiang yang tidak mudah mampat (*incompressible*) dalam massa semi tak terhingga (gambar 2.8)

R_k = factor koreksi kemudahmampatan (kompresibilitas) tiang untuk $u = 0.5$ (gambar 2.9)

R_h = factor koreksi untuk ketebalan lapisan yang terletak pada tanah keras (gambar 2.10)

R_μ = factor koreksi angka poisson μ (gambar 2.11)

H = kedalam total lapisan tanah

Pada gambar 2.8, 2.9 K adalah suatu ukuran kompresibilitas relative antara tiang dan tanah yang dinyatakan oleh persamaan :

$$K = \frac{E_p R_A}{E_s} \quad (2.38)$$

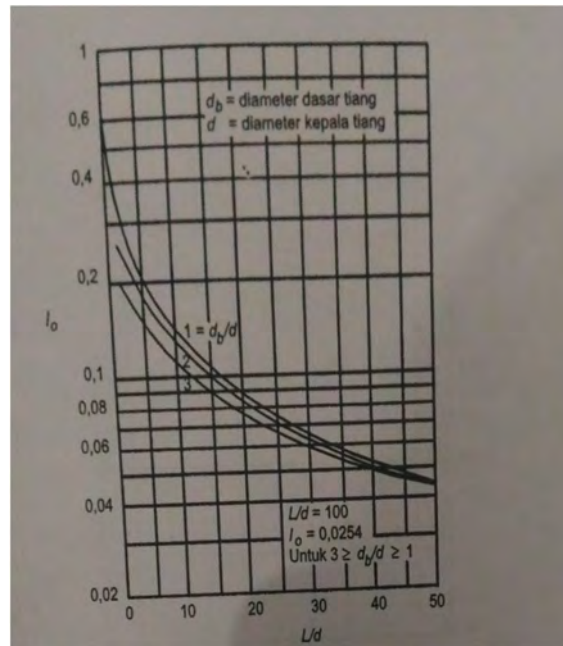
$$R_A = \frac{A}{1/4\pi d^2} \quad (2.39)$$

Dimana :

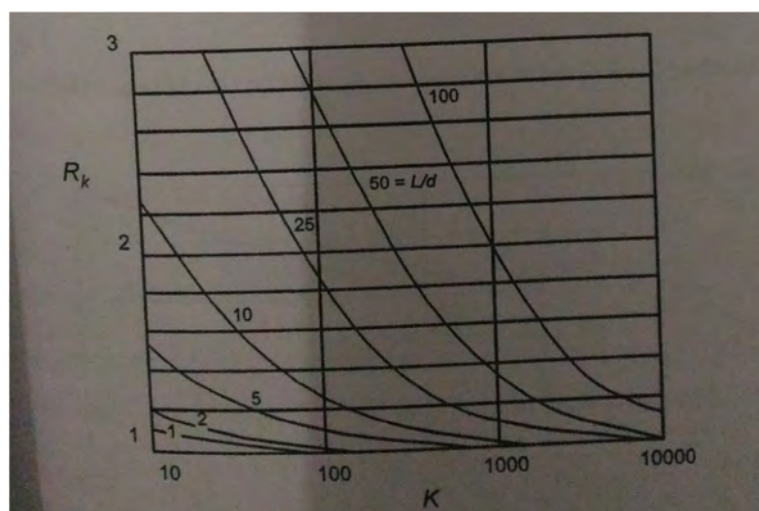
K = factor kekakuan tiang

E_p = modulus elastisitas bahan tiang

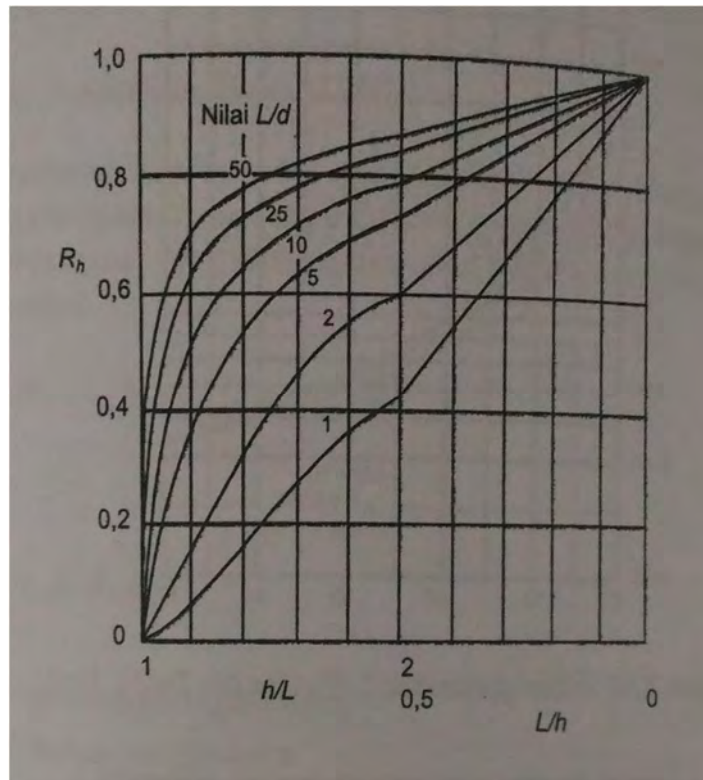
E_s = modulus elatisitas tanah



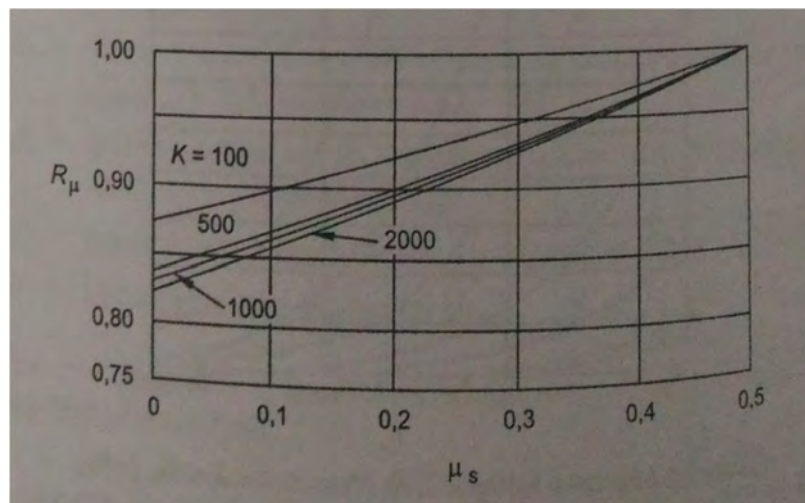
Gambar 2.8 Faktor Penurunan I_o (Poulos dan Davis, 1980, dalam Hardiyatmo, 2010: 253)



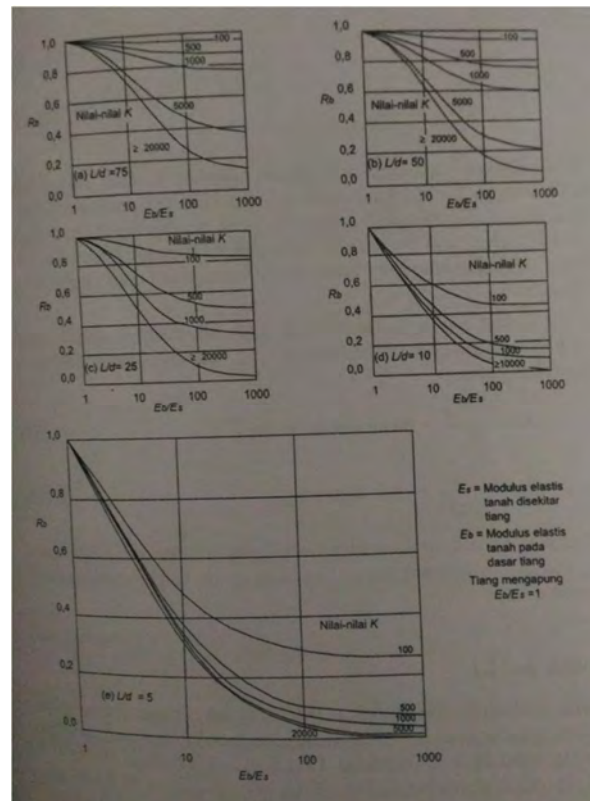
Gambar 2.9 Koreksi Kompresi, R_k (Poulos dan Davis, 1980, dalam Hardiyatmo, 2010: 253)



Gambar 2.10 Koreksi kedalaman, R_h (Poulos dan Davis, 1980, dalam Hardiyatmo, 2010: 254)



Gambar 2.11 Koreksi angka poisson, R_μ (Poulos dan Davis, 1980, dalam Hardiyatmo, 2010: 254)



Gambar 2.12 Koreksi kekakuan lapisan pendukung, R_u (Poulos dan Davis, 1980, dalam Hardiyatmo, 2010: 255)

2.14.2. Penurunan Tiang Kelompok

Menurut Hardiyatmo (2010: 258) pada kondisi tertentu, kapasitas dukung ijin tiang lebih didasarkan pada persyaratan penurunan. Penurunan tiang terutama bergantung pada nilai banding tahanan ujung dengan beban tiang. Jika beban yang didukung per tiang lebih kecil atau sama dengan tahanan ujung tiang, penurunan yang terjadi akan sangat kecil. Sebaliknya, bila beban per tiang sangat melebihi tahanan ujung tiang, maka penurunan yang terjadi akan besar.

Penurunan tiang pada kelompok tiang merupakan jumlah penurunan elastis atau penurunan yang terjadi dalam waktu dekat (*immediate settlement* atau *elastic settlement*) S_i dan penurunan yang terjadi dalam jangka waktu yang panjang (*long term consolidation settlement*) S_c . (Pamungkas dan Harianti, 2013: 79)

Penurunan total merupakan penjumlahan dari kedua jenis penurunan tersebut.

$$S = S_i + S_c \quad (2.40)$$

Dimana:

S = penurunan total.

S_i = *immediate settlement*.

S_c = *consolidation settlement*.

2.14.2.1. Penurunan Segera (*Immediate Settlement*)

Menurut Hardiyatmo (2010: 276) penurunan segera atau penurunan elastis adalah penurunan yang dihasilkan oleh distorsi massa tanah yang tertekan, dan terjadi pada volume konstan. Penurunan pada tanah-tanah berbutir kasar dan tanah-tanah berbutir halus yang tidak jenuh termasuk tipe penurunan segera, karena penurunan terjadi segera setelah terjadi penerapan beban.

Menurut Hardiyatmo (2010: 277) persamaan penurunan segera atau penurunan elastis dari pondasi yang terletak di permukaan tanah yang homogen, elastis, isotropis, pada media semi tak terhingga, dinyatakan oleh:

$$S_i = \frac{q \cdot B}{E} (1 - \mu^2) I_p \quad (2.41)$$

Dimana :

S_i = penurunan segera

q = tekanan pada dasar pondasi

B = lebar pondasi

E = modulus elastis tanah (Modulus Young) (tabel 2.9)

μ = angka Poisson (tabel 2.11)

I_p = faktor pengaruh (tabel 2.10)

Tabel 2.9 Perkiraan modulus elastis (E) (Look, 2007)

Tipe	Kondisi	Modulus Elastis (E) (kPa)	
Kerikil	Longgar	25000 – 50000	
	Kepadatan sedang	50000 – 100000	
	Padat	100000 – 200000	
Pasir butiran sedang sampai kasar	Sangat longgar	< 5000	
	Longgar	3000 – 10000	
	Kepadatan sedang	8000 – 30000	
	Padat	25000 – 50000	
	Sangat padat	40000 – 100000	
Pasir halus	Longgar	5000 – 10000	
	Kepadatan sedang	10000 – 25000	
	Padat	25000 – 50000	
Lanau	Lunak	Jangka pendek < 10000	Jangka Panjang < 8000
	Kaku	10000 – 20000	8000 – 15000
	Keras	> 20000	> 15000
Lempung	Sangat lunak	Jangka pendek < 3000	Jangka Panjang < 2000
	Lunak	2000 – 7000	1000 – 5000
	Sedang	5000 – 12000	4000 – 8000
	Kaku	10000 – 25000	7000 – 20000
	Sangat kaku	20000 – 50000	15000 – 35000
	Keras	40000 – 80000	30000 – 60000

Sumber: (Hardiyatmo, 2010: 281)

Tabel 2.10 Faktor pengaruh I_p dan I_m untuk pondasi kaku dan faktor pengaruh untuk pondasi fleksibel

Bentuk pondasi	Fleksibel (I_p)			Kaku	
	Pusat	Sudut	Rata – rata	I_p	I_m
Lingkaran	1,00	0,64	0,85	0,88*	
Bujur sangkar	1,12	0,36	0,95	0,82	3,70
Empat persegi panjang L/B					
1,5	1,36	0,68	1,20	1,06	4,12
2,0	1,53	0,77	1,31	1,20	4,38
5,0	2,10	1,05	1,83	1,70	4,82
10,0	2,52	1,26	2,25	2,10	4,93
100,0	3,38	1,69	2,96	3,40	5,06

* Peneliti yang lain menggunakan faktor pengaruh fondasi tingkaran yang kaku
 $0,79 = \pi/4$

Sumber: (Terzaghi, 1943 dalam Hardiyatmo, 2010: 278)

Tabel 2.11 Perkiraan rasio poisson

Jenis tanah	Angka Poisson, μ
Lempung jenuh	0,4 – 0,5
Lempung tak jenuh	0,1 – 0,3
Lempung berpasir	0,2 – 0,3
Lanau	0,3 – 0,35
Pasir padat	0,2 – 0,4
Pasir kasar (angka pori, $e = 0,4 - 0,7$)	0,15
Pasir halus (angka pori, $e = 0,4 - 0,7$)	0,25
Batu (agak tergantung dari macamnya)	0,1 – 0,4
<i>Loess</i>	0,1 – 0,4

Sumber: (Terzaghi, 1943 dalam Hardiyatmo, 2010: 280)

Janbu et al.(1956), mengusulkan persamaan penurunan-segera rata-rata pada beban terbagi rata fleksibel berbentuk empat persegi panjang dan lingkaran yang terletak pada tanah elastis, homogen, dan isotropis dengan tebal terbatas, sebagai berikut: (Hardiyatmo, 2010:283)

$$S_i = \mu_1 \mu_0 \frac{q \cdot B}{E_u} \quad (2.42)$$

Dengan,

S_i = penurunan Segera (m)

μ_1 = faktor koreksi untuk lapisan tanah dengan tebal terbatas H

μ_0 = faktor koreksi untuk kedalaman fondasi Df

B = lebar fondasi empat persegi panjang atau diameter lingkaran (m)

q = tekanan fondasi neto (tekanan di permukaan $q = q_n$) (kN/m^2)

E_u = modulus elastis tanah (kN/m^2)

2.14.2.2. Penurunan Konsolidasi (*Consolidation Settlement*)

Menurut Hardiyatmo (2010: 277) penurunan konsolidasi terdiri dari dua tahap, yaitu tahap penurunan konsolidasi primer dan tahap penurunan konsolidasi sekunder. Penurunan konsolidasi primer adalah penurunan yang terjadi sebagai hasil dari pengurangan volume tanah akibat aliran air meninggalkan zona tertekan

yang diikuti oleh pengurangan kelebihan tekanan air pori (*excess pore water pressure*). Penurunan konsolidasi merupakan fungsi dari waktu. Penurunan konsolidasi sekunder adalah penurunan yang tergantung dari waktu juga, namun berlangsung pada waktu setelah konsolidasi primer selesai, dimana tegangan efektif akibat bebannya telah konstan.

Jika tebal lapisan tanah sama dengan H maka penurunan yang terjadi:

$$S_c = \frac{\Delta_e}{1 + e_0} \cdot H = \frac{e_0 - e}{1 + e_0} \cdot H \quad (2.43)$$

a. Konsolidasi pada Tanah yang Terkonsolidasi Normal

Menurut Hardiyatmo (2010: 304) untuk lempung terkonsolidasi normal (*normally consolidated*), yaitu jika $p_o' = p_c'$ maka perubahan angka pori (Δ_e) akibat konsolidasi dinyatakan oleh persamaan:

$$\Delta_e = C_c \log \frac{P_o + \Delta P}{P_o} \quad (2.44)$$

Dengan substitusi persamaan menjadi:

$$S_c = \frac{\Delta_e}{1 + e_0} \cdot H = \frac{H}{1 + e_0} \cdot C_c \cdot \log \frac{P_o + \Delta P}{P_o} \quad (2.45)$$

Keterangan:

- S_c = penurunan konsolidasi (m).
- H = tebal lapisan tanah (m).
- e_0 = angka pori pada tegangan P_o (angka pori asli).
- e = angka pori pada tegangan P .
- C_c = indeks pemampatan (*compression index*).
= $0,009 \times (LL - 10)$
- P_o = tegangan efektif pada lapisan tanah (t/m^2).
= $\gamma_1 \times h_1 + (\gamma_{sat} - \gamma_w) \times h_2 + \dots$
- Δp = perubahan tegangan pada lapisan tanah (t/m^2).
= $\frac{A_0}{A_1} \cdot q$

Tegangan pada tanah akibat berat bangunan dan muatannya dapat diperhitungkan merata pada kedalaman $\frac{2}{3} L_p$ (panjang tiang panjang) dan disebarakan dengan sudut penyebaran 30° . (Sardjono, 1991:71)

2.15. Perencanaan *Pile Cap*

Pile cap berfungsi untuk mengikat tiang-tiang menjadi satu kesatuan dan memindahkan beban kolom kepada tiang. *Pile cap* biasanya terbuat dari beton bertulang. Beberapa ketentuan yang berlaku pada pondasi telapak beton bertulang berlaku pula pada perhitungan *pile cap*. Perencanaan *pile cap* dilakukan anggapan sebagai berikut. (Pamungkas dan Harianti, 2013: 87)

1. *Pile cap* sangat kaku.
2. Ujung atas tiang menggantung pada *pile cap*. Karena itu, tidak ada momen lentur yang diakibatkan oleh *pile cap* ke tiang.
3. Tiang merupakan kolom pendek dan elastis. Karena itu distribusi tegangan dan deformasi membentuk bidang rata.

Menurut Hardiyatmo (2010: 283) tebal *pile cap* dipengaruhi oleh tegangan geser ijin beton. Tegangan geser harus dihitung pada potongan terkritis. Momen lentur pada *pile cap* harus dihitung dengan menganggap momen tersebut bekerja pada pusat tiang ke permukaan kolom terdekat.

2.15.1. Penulangan *Pile Cap*

Penulangan *pile cap* dianggap sama dengan penulangan balok. Perencanaan penulangan *pile cap* mempunyai beberapa langkah sebagai berikut (Rusdianto, 2005).

- A. Rencanakan sebagai balok persegi dengan lebar (b) dan tinggi efektif (d).

$$K \text{ perlu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2} \quad (2.46)$$

Dimana:

M_u = momen yang terjadi pada balok (kgm).

b = lebar balok (m).

h = tinggi balok (m).

d = tinggi efektif (m).

= h – 60 mm

B. Rasio penulangan yang dapat diperoleh dengan,

$$\omega = 0,85 - \sqrt{0,72 - 1,7 \frac{K}{f_{c'}}} \quad (2.47)$$

$$\rho = \omega \cdot \frac{f_{c'}}{f_y} \quad (2.48)$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f_{c'}}{f_y} \cdot \beta_1 \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \quad (2.49)$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b \quad (2.50)$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} \quad (2.51)$$

Pemeriksaan terhadap rasio tulangan tarik : $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$

Dimana:

$F_{c'}$ = mutu beton (MPa).

F_y = mutu baja (Mpa).

β_1 = 0,85

C. Bila harga rasio penulangan tarik memenuhi syarat maka dilanjut dengan perhitungan luas tulangan.

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d_{renc} \quad (2.52)$$

Dimana :

A_s = luas tulangan (mm²).

D. Dengan hasil luas tulangan yang telah diketahui, maka dapat dilanjut dengan merencanakan diameter dan jarak tulangan yang disesuaikan dengan luas tulangan yang telah dihitung.

E. Pemeriksaan terhadap tinggi efektif yang dipakai ($d_{pakai} > d_{rencana}$)

$$d_{pakai} = h - \text{selimut beton} - \emptyset \text{ sengkang} - \frac{1}{2} \cdot \emptyset \text{ tulangan} \quad (2.53)$$

2.16. Tinjauan Terhadap Geser

Perilaku pondasi terhadap geser tidak berbeda dengan balok dan pelat. (Rusdianto, 2005)

2.16.1. Kontrol Terhadap Geser Pons yang Bekerja Satu Arah

Penampang kritis terhadap geser pada pelat pondas terletak sejauh d dari muka reaksi terpusat dan terletak pada bidang yang melintang pada seluruh lebar pelat seperti terlihat pada Gambar 2.8. Apabila hanya geser dan lentur yang bekerja, maka kekuatan yang disumbangkan beton adalah,

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \quad (2.54)$$

Gaya geser nominal penampang sejarak d dari muka kolom harus lebih kecil atau sama dengan kekuatan geser beton sehingga $V_n \leq V_c$ Maka:

$$\frac{V_u}{\phi} \leq \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \quad (2.55)$$

Dimana:

V_u = gaya geser sejarak d dari muka kolom.

V_c = geser beton.

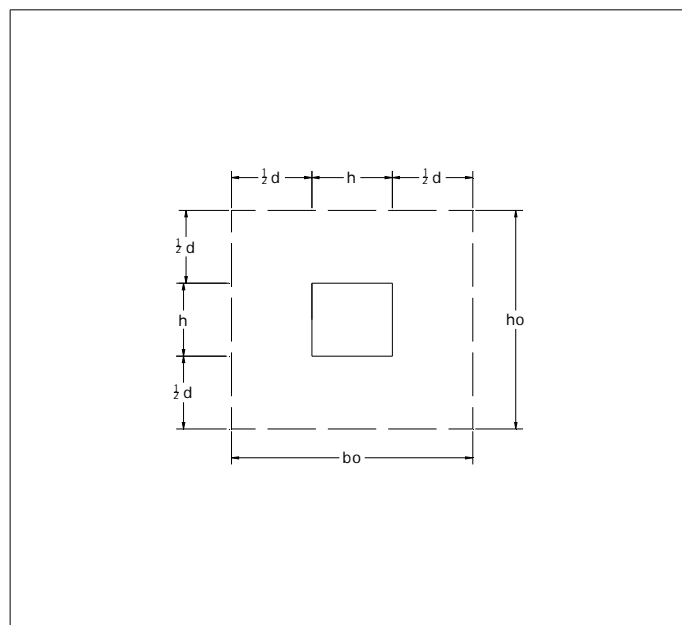
b_w = lebar pondasi (m).

d = $h - d'$ (h adalah tinggi pelat dan d' adalah selimut beton).

ϕ = 0,6 (reduksi kekuatan untuk geser).

2.16.2 Kontrol Terhadap Geser Pons yang Bekerja Dua Arah

Bidang penampang kritis yang tegak lurus bidang pelat mempunyai keliling dengan masing-masing sisi sebesar b_0 dimana penampang kritis terjadi sejarak $\frac{1}{2} d$ dari muka tumpuan yang diperlihatkan pada Gambar 2.13. Kekuatan geser beton pada penampang kritis tersebut adalah,



Gambar 2.13 Daerah Geser Aksi Dua Arah Pada Pelat Pondasi.
(Rusdianto, 2005)

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_0}\right) 2 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d \quad (2.56)$$

Dimana:

$$\begin{aligned} b_o &= \text{keliling daerah kritis} \\ &= 2 (b_o + h_o) \end{aligned} \quad (2.57)$$

$$\beta_0 = \frac{h}{b} \quad ; h \text{ (sisi panjang kolom).} \quad (2.58)$$

; b (sisi pendek kolom).

d = tinggi efektif penampang (m).

Gaya geser nominal penampang :

$$\frac{V_u}{\phi} = V_n \leq V_c + V_s \leq 4 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \quad (2.59)$$

V_s = kuat geser tulangan geser.

$$V_u = \frac{P_u}{A} (h_o^2 - b_o^2) \quad (2.60)$$

P_u = beban berfaktor pada kolom.

A = luas pondasi (B x L).

2.17. Penulangan Pondasi Tiang Pancang

Penulangan tiang pancang dihitung berdasarkan kebutuhan pada waktu pengangkatan. Pengangkatan dibedakan menjadi dua yaitu pengangkatan dua titik dan pengangkatan satu titik. Dalam penulangan pondasi tiang pancang diperlukan adanya kontrol terhadap kekuatan bahan tiang pancang yaitu: (Sardjono, 1991: 47)

$$\bar{P} \text{ tiang} = \bar{\sigma} \text{ bahan} \cdot A \text{ tiang} \quad (2.61)$$

Dimana :

\bar{P} tiang = kekuatan yang diijinkan pada tiang pancang (kg)

$\bar{\sigma}$ bahan = tegangan tekan ijin bahan tiang (kg/cm²)
= 0,6 x F_c'

A tiang = luas penampang tiang pancang (cm²)

2.17.1. Pengangkatan Dua Titik

Penulangan pondasi tiang pancang dengan pengangkatan dua titik dapat dilihat pada Gambar 2.14. (Sardjono, 1991: 47)

$$M_1 = \frac{1}{2} \cdot g \cdot a^2 \quad (2.62)$$

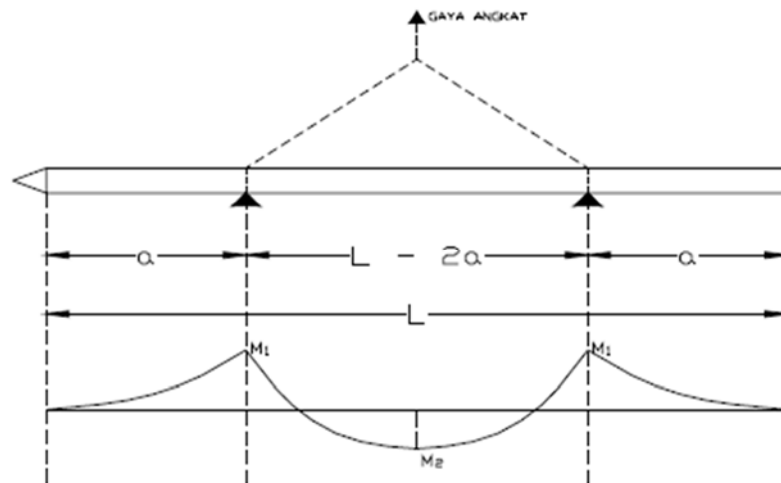
dengan : g = berat sendiri tiang pancang (kg/m)

$$M_2 = \frac{1}{8} \cdot g \cdot (L - 2a)^2 - \frac{1}{2} \cdot g \cdot a^2 \quad (2.63)$$

$$M_1 = M_2$$

$$\frac{1}{2} \cdot g \cdot a^2 = \frac{1}{8} \cdot g \cdot (L - 2a)^2 - \frac{1}{2} \cdot g \cdot a^2 \quad (2.64)$$

$$4a^2 + 4aL - L^2 = 0 \quad (2.65)$$



Gambar 2.14 Pengangkatan Tiang di Dua Titik. (Sardjono, 1991: 47)

2.17.2. Pengangkatan Satu Titik

Penulangan pondasi tiang pancang dengan pengangkatan satu titik dapat dilihat pada Gambar 2.15 (Sardjono, 1991: 48).

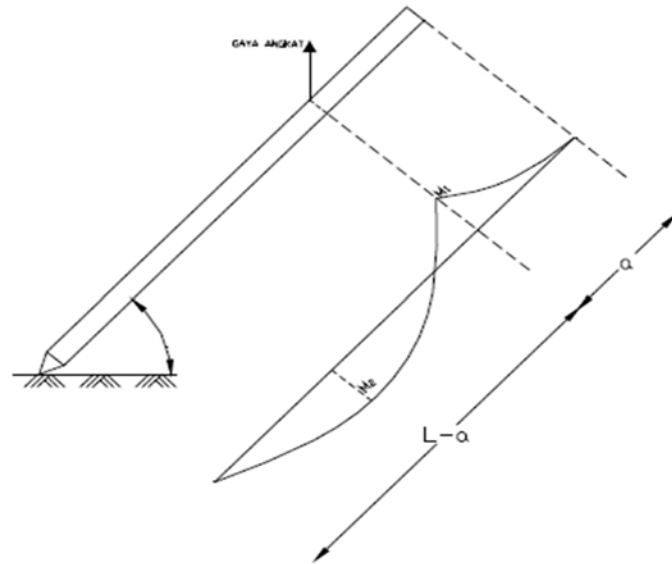
$$M_1 = \frac{1}{2} \cdot g \cdot a^2 \quad (2.66)$$

$$R_1 = \frac{1}{2} \cdot g \cdot (L - a) - \frac{\frac{1}{2} \cdot g \cdot a^2}{L - a} \quad (2.67)$$

$$= \frac{g(L-a)}{2} - \frac{g \cdot a^2}{2(L-a)} \quad (2.68)$$

$$= \frac{g L^2 - 2 \cdot a \cdot g L}{2 (L-a)} \quad (2.69)$$

$$M_x = R_{1x} - \frac{1}{2} \cdot g \cdot x^2 \quad (2.70)$$



Gambar 2.15 Pengangkatan Tiang di Satu Titik. (Sardjono, 1991: 48)

Syarat ekstrim :

$$\frac{dM_x}{dx} = 0 \quad (2.71)$$

$$R_1 - gx = 0 \quad (2.72)$$

Maka :

$$x = \frac{R_1}{g} = \frac{L^2 - 2a \cdot L}{2(L-a)} \quad (2.73)$$

$$M_{\max} = M_2 = R_1 \frac{L^2 - 2a \cdot L}{2(L-a)} - \frac{1}{2} \cdot g \cdot \left(\frac{L^2 - 2a \cdot L}{2(L-a)} \right)^2 \quad (2.74)$$

$$= \frac{1}{2} \cdot g \cdot \frac{L^2 - 2a \cdot L}{2(L-a)} \quad (2.75)$$

$$M_1 = M_2 \dots \dots \frac{1}{2} \cdot g \cdot a^2 = \frac{1}{2} \cdot g \cdot \frac{L^2 - 2a \cdot L}{2(L-a)} \quad (2.76)$$

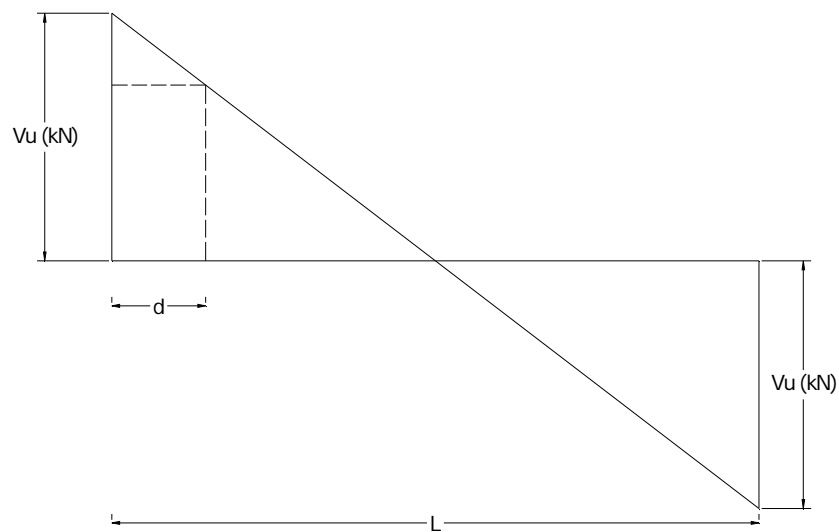
$$a = \frac{L^2 - 2a \cdot L}{2(L-a)} \quad (2.77)$$

$$2a - 4aL + L^2 = 0 \quad (2.78)$$

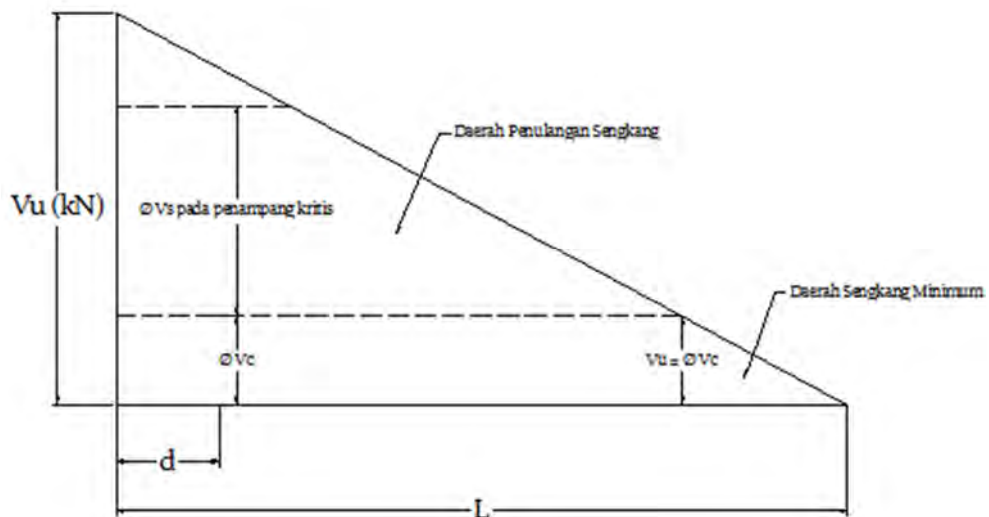
Dalam hal ini, hasil momen dari kedua pengangkatan yang terbesar adalah keadaan yang paling menentukan. Penulangan pondasi selanjutnya memiliki cara yang sama persis dengan penulangan *pile cap* sesuai pada Bab 2.14.1. yang dimana tiang pancang dianggap sebagai balok.

2.17.3 Perencanaan Sengkang

Dalam hal ini perencanaan sengkang dapat dihitung dengan beberapa langkah sebagai berikut: (Rusdianto, 2005)



Gambar 2.16. Diagram Geser. (Rusdianto, 2005)



Gambar 2.17. Diagram Geser Setengah Bentang Balok. (Rusdianto, 2005)

- A. Tinggi efektif penampang (d)

$$d = h - 60 \text{ mm} \quad (2.79)$$

- B. Gaya geser tumpuan (V_u)

$$V_u = \frac{1}{2} \cdot W_u \cdot L \quad (2.80)$$

Gaya geser penampang kritis (V_u kritis):

$$V_u \text{ kritis} = \frac{\frac{L}{2} - d}{\frac{L}{2}} \cdot V_u \quad (2.81)$$

Gaya geser yang disumbangkan oleh beton:

$$V_c = \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \quad (2.82)$$

dengan : $\emptyset V_c > V_u$ = dipakai sengkang minimum

Dimana:

b_w = lebar (m).

d = tinggi efektif (mm).

- C. Perencanaan jarak sengkang.

Perencanaan jarak sengkang dibagi menjadi beberapa segmen dari penampang kritis.

$$S_1 = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \quad (2.83)$$

$$S_{\max} = \frac{1}{2} \cdot d > S_1 \quad (2.84)$$

Dimana :

S = jarak sengkang (m).

A_v = 2 x luas tulangan (mm^2)